



Vasile Constantin Hritiu

Licenciado em Ciências de Engenharia Civil

Análise experimental da ligação por pregagens entre pavimentos e paredes de alvenaria de pedra tradicional

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em
Engenharia Civil – Perfil Construção

Orientador: Prof. Doutor Fernando Farinha da Silva Pinho, FCT UNL

Co-orientador: Prof. Doutor Válder José da Guia Lúcio, FCT UNL

Júri:

Presidente: Prof. Doutor Nuno Manuel da Costa Guerra

Arguente: Investigador Eng. Manuel Francisco Camacho Baião

Vogal: Prof. Doutor Fernando Farinha da Silva Pinho



FACULDADE DE
CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA

Novembro 2016

Copyright © Vasile Constantin Hritiu, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa.

A Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa, têm o direito, perpétuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicar esta dissertação através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, e de a divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objetivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.

Agradecimentos

Gostaria de agradecer a todos os que contribuíram para o desenvolvimento deste trabalho, em especial:

Ao Professor Fernando Pinho, meu orientador e ao Professor Válder Lúcio, meu co-orientador pela disponibilidade, orientação, apoio e incentivo ao longo deste trabalho, assim como todos os conselhos e ensinamentos transmitidos.

Ao Engenheiro Nuno Travassos (*A2P Consult, Estudos e Projetos, Lda*) agradeço a disponibilidade e o empenho demonstrado, que me proporcionou uma enorme aprendizagem durante as visitas realizadas às obras.

Ao Engenheiro João Novais, ao Encarregado José, ao Engenheiro Nuno Silva, ao Engenheiro Edgar Cardoso e ao Engenheiro Pedro Berto pela disponibilidade e pelos ensinamentos transmitidos durante as visitas às obras.

Ao Engenheiro Hugo Fernandes, ao Engenheiro Nuno Dinarte e ao Sr. Jorge Silvério pela disponibilidade demonstrada e pelo apoio incansável durante toda a preparação dos ensaios experimentais.

À empresa Montalto pelo todo material fornecido para a preparação do murete e pelos conselhos e conhecimentos transmitidos ao longo do tempo.

A todos os meus colegas e amigos de curso em particular ao Ricardo Silva, ao Henrique, ao Pedro, ao Mauro, ao Francisco, à Ana, à Inês, ao Nuno com os quais passei muitos bons momentos e que irei recordar com muita saudade.

À minha namorada Ana Maria pela paciência e pelo carinho que demonstrou durante a realização deste trabalho.

À Margarida, ao Edgar e ao Rui pelo acolhimento, carinho e amizade que mostraram ao longo do tempo.

Um agradecimento muito especial aos meus pais e à minha irmã pelo esforço, pela dedicação e pelo incentivo, sem o qual não seria possível a realização deste trabalho.

Resumo

A presente dissertação foi desenvolvida no Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa. Tratando-se de um projeto que dá continuação a trabalhos anteriores desenvolvidos no departamento, o objetivo foi analisar o comportamento das ligações por pregagem entre paredes e pavimentos de modo a possibilitar um possível dimensionamento.

Inicialmente fez-se uma pesquisa bibliográfica de modo a analisar e entender melhor o comportamento dos edifícios antigos, focando essencialmente os problemas estruturais que estes edifícios enfrentam, bem como as soluções de reabilitação existentes para a resolução dos problemas, de forma a interpretar o comportamento e as funções que as ligações parede/pavimento apresentam.

O trabalho experimental focou-se no estudo do comportamento das ligações com pregagens entre paredes e pavimentos, bem como na análise e determinação da resistência à compressão e a profundidade de carbonatação do murete ensaiado. O estudo das ligações parede/pavimento tem também como objetivo definir uma possível expressão aplicável ao dimensionamento das pregagens.

Durante a elaboração da presente dissertação foi possível acompanhar, em projeto e em obra, a aplicação de pregagens para o reforço da ligação parede/pavimento, o que possibilitou uma análise dos principais problemas e das dificuldades encontradas durante a aplicação em obra.

Palavras-chave: ligação parede/pavimento, reabilitação, efeito de ferrolho, pregagens em paredes de alvenaria, compressão axial, carbonatação.

Abstract

The present Master's thesis was developed in the Department of Civil Engineering of the Faculty of Sciences and Technology of the Nova University of Lisbon. Since it is a project that aims to continue the previous work developed in the department, the main goal was to analyze the behavior of the connections by nailing between walls and pavement to allow a possible design.

Initially a bibliographical research was performed to better analyze and understand the behavior of ancient buildings, focusing mainly on the structural problems that these buildings face, as well as the existent rehabilitation solutions for the resolution of the problems, to interpret the behavior and functions that the wall/pavement connections exert.

The experimental work focused on the study of the behavior of the connections with nails between walls and pavements, as well as the analysis and determination of the compressive strength and the depth of carbonation of the tested wall. The study of the wall/pavement connections also has the objective of defining a possible expression for the design of the nails.

During the elaboration of this Master's thesis, it was possible to follow, on different building sites, the design and application of the nails to reinforce the wall/pavement connections, which made possible to analyze the main problems and difficulties faced during the application.

Key Words: Wall/foor connection, rehabilitation technique, dowel action, nailing in masonry walls, axial compression, carbonation.

Índice

Capítulo 1 - Introdução

1.1	Considerações iniciais	1
1.2	Objetivos	1
1.3	Organização da dissertação	2

Capítulo 2 – Enquadramento teórico

2.1	Considerações gerais	3
2.2	Classificação dos edifícios antigos	3
2.2.1	Edifícios Pré-Pombalinos	4
2.2.2	Edifícios Pombalinos	5
2.2.3	Edifícios Gaioleiros	8
2.3	Principais anomalias estruturais em paredes de edifícios antigos	10
2.4	Técnicas de reforço e consolidação de edifícios antigos	15
2.4.1	Principais técnicas de reforço de paredes de alvenaria	15
2.4.2	Técnicas de reforço ou consolidação dos elementos estruturais que constituem os pavimentos	17
2.4.3	Técnicas de reforço global do edifício	21

Capítulo 3 – Trabalhos de investigação no domínio das ligações pavimento/parede

3.1	Considerações iniciais	25
3.2	Sistemas de ligação entre painéis sanduíche de material compósito e paredes de alvenaria para a reabilitação	26
3.3	Desempenho sísmico de edifícios antigos de alvenaria, ensaio em plataforma sísmica	27
3.4	Estudo experimental sobre as ligações alvenaria/madeira reforçadas com ancoragem por injeção	28
3.5	Desenvolvimento de uma solução readaptada para reforço sísmico das ligações parede/pavimento em edifícios de alvenaria não reforçada, com diafragma em madeira	30
3.6	Ensaio em mesa sísmica de um edifício de alvenaria de pedra, à escala real, com diafragmas flexíveis	32

3.7	Estudo experimental de técnicas de reforço dos soalhos de madeira, utilizando placas de pregos ou tiras de CFRP	34
3.8	Estudo experimental sobre o comportamento das ligações parede/pavimento nos edifícios antigos de alvenaria.....	36
3.9	Reforço dos pisos de madeira para melhoria sísmica dos edifícios antigos de alvenaria	37
3.10	A importância do plano de rigidez dos pavimentos no comportamento sísmico em edifícios antigos.....	39
3.11	Trabalhos de investigação no âmbito das ligações parede/pavimento realizados no DEC FCT UNL.....	41
3.11.1	Ligação parede/pavimento com pregagens para reabilitação de edifícios antigos ..	41
3.11.2	Ligação pavimento/parede de edifícios antigos. Ensaio e verificações de projeto.	43

Capítulo 4 – Casos de estudo

4.1	Considerações gerais	45
4.2	Edifício da Avenida Duque de Loulé	45
4.2.1	Reforço das ligações parede/pavimento	46
4.2.2	Outras soluções de reforço com pregagens	47
4.3	Edifício da Rua Nova de Almada.....	48
4.3.1	Reforço das ligações parede/pavimento	48
4.3.2	Outras soluções de reforço com pregagens	50
4.4	Dificuldades encontradas no processo de execução.....	51

Capítulo 5 – Trabalho experimental

5.1	Considerações gerais	53
5.2	Descrição das características do murete	53
5.3	Trabalhos de preparação do murete	54
5.3.1	Colocação do lintel	54
5.3.2	Medição da espessura do murete.....	55
5.3.3	Execução da camada de regularização	55
5.3.4	Execução das pregagens.....	56
5.3.5	Colocação das vigas metálicas para simular o pavimento	58
5.3.6	Sistema e instrumentação de ensaio	58

5.4	Ensaio realizado ao murete M205	61
5.4.1	Ensaio da ligação parede/pavimento do nível superior	61
5.4.2	Ensaio da ligação parede/pavimento do nível intermédio	64
5.4.3	Ensaio da ligação parede/pavimento do nível inferior	67
5.4.4	Ensaio de compressão axial no murete M205	69
5.4.5	Ensaio das argamassas aplicadas no murete	71
5.4.6	Carbonatação	72

Capítulo 6 – Análise e discussão dos resultados

6.1	Considerações iniciais	75
6.2	Análise dos ensaios da ligação parede/pavimento e comparação com ensaio de referência..	75
6.2.1	Mecanismo de ferrolho (<i>dowel action</i>)	77
6.2.2	Verificação das tensões	82
6.3	Análise do ensaio de compressão axial e comparação com trabalhos de referência	84
6.4	Análise da profundidade de carbonatação e comparação com trabalhos de referência	85

Capítulo 7 – Conclusões e desenvolvimentos futuros

7.1	Conclusões e comentários finais	87
7.2	Desenvolvimentos futuros	88

Referências Bibliográficas	91
---	----

Índice de figuras

Fig. 2.1 – Evolução das tipologias construtivas em Portugal	4
Fig. 2.2 – Edifício pré-pombalino.....	5
Fig. 2.3 – Edifício pombalino.	6
Fig. 2.4 – Paredes interiores de edifícios pombalinos.	7
Fig. 2.5 – Edifícios gaioleiros.	8
Fig. 2.6 – Paredes interiores de edifícios Gaioleiros.....	10
Fig. 2.7 – Exemplos de diferentes tipos de fendas.	11
Fig. 2.8 – Exemplo de desagregação de paredes.	12
Fig. 2.9 – Deterioração da madeira em contacto com a parede.....	12
Fig. 2.10 – Exemplos de ligações parede/pavimento simplesmente apoiadas.	13
Fig. 2.11 – Exemplos de ligações parede/pavimento com recurso a peças metálicas e sistemas de encaixe madeira-madeira.....	14
Fig. 2.12 – Técnicas de reforço de paredes de alvenaria.....	17
Fig. 2.13 – Exemplos de reforço com aumento de secção.	18
Fig. 2.14 – Exemplos de soluções de empalmes utilizadas no reforço de pavimentos em madeira.....	18
Fig. 2.15 – Reforço com aplicação de tirantes metálicos	19
Fig. 2.16 – Reforço do pavimento com tirantes metálicos.	19
Fig. 2.17 – Processo de reconstrução das vigas de madeira com utilização de varões e resinas epoxídicas	20
Fig. 2.18 – Exemplos de reforço com adição de novas vigas.....	20
Fig. 2.19 – Distribuição das forças horizontais através da estrutura do edifício.....	21
Fig. 2.20 – Comportamento sísmico de um edifício de alvenaria	22
Fig. 2.21 – Exemplos de técnicas de aumento de rigidez dos pavimentos.	23
Fig. 2.22 – Técnicas tradicionais de reforço da ligação parede/pavimento	24
Fig. 2.23 – Exemplo de técnicas de reforço da ligação parede/pavimento.	24
Fig. 3.1 - Sistemas de ligação propostos	26
Fig. 3.2 – Diagrama força/deslocamento	27
Fig. 3.3 – Edifício utilizado no trabalho experimental	27
Fig. 3.4 - Resultados dos ensaios em plataforma sísmica	28
Fig. 3.5 – Representação esquemática das ligações utilizadas no trabalho experimental	29
Fig. 3.6 – Desenvolvimento das curvas força-deslocamento	30
Fig. 3.7 – Pormenor de ligação reforçada parede/pavimento	31
Fig. 3.8 – Ligação parede/pavimento utilizada como técnica de reforço no trabalho experimental	32
Fig.3.9 – Representação das fendas provocadas pelo ensaio com PGA de 0.70 g	33

Fig. 3.10 – Representação esquemática da ligação parede/pavimento	34
Fig. 3.11 – Soluções de reforço analisadas no trabalho experimental	35
Fig. 3.12 – Diagrama força-deslocamento resultante dos ensaios experimentais	35
Fig. 3.13 – Representação esquemática da ligação parede/pavimento	36
Fig. 3.14 – Esquema do ensaio experimental	37
Fig. 3.15 – Representação esquemática dos modelos ensaiados	38
Fig. 3.16 – Diagrama força-deslocamento com os resultados dos ensaios experimentais	39
Fig. 3.17 – Comportamento de um edifício perante a atuação de um sismo	39
Fig. 3.18 – Soluções de reforço de pavimentos utilizadas no trabalho experimental	40
Fig. 3.19 – Resultados dos ensaios para a determinação de rigidez “K”	41
Fig. 3.20 – Representação esquemática do murete com os furos	42
Fig. 3.21 – Representação esquemática da cantoneira utilizada no trabalho experimental	42
Fig. 3.22 – Representação esquemática da instrumentação de ensaio	43
Fig. 3.23 – Representação esquemática dos muretes	44
Fig. 4.1 – Planta de localização do edifício em estudo.	45
Fig. 4.2 – Ligação parede de alvenaria pavimento de madeira	46
Fig. 4.3 - Execução dos trabalhos de reforço da ligação parede/pavimento.	47
Fig. 4.4 – Exemplos de ligações com ferrolhos metálicos aplicadas no edifício em estudo.	47
Fig. 4.5 – Planta de localização do edifício em estudo.	48
Fig. 4.6 – Reforço da ligação das paredes de alvenaria com o pavimento de madeira	49
Fig. 4.7 - Execução dos trabalhos de reforço da ligação parede pavimento.	50
Fig. 4.8 – Exemplos de ligação às paredes de alvenaria com utilização de ferrolhos metálicos caso II.	50
Fig. 4.9 – Exemplos erros encontrados na execução das ligações parede/pavimento.	51
Fig. 5.1 – Murete utilizado no trabalho experimental.	54
Fig. 5.2 – Murete utilizado no trabalho experimental após a colocação do lintel.	55
Fig. 5.3 – Execução da camada de regularização.	56
Fig. 5.4 – Processo de furação do murete.	56
Fig. 5.5 – Processo de injeção de <i>grout</i> e colocação dos varões.	57
Fig. 5.6 – Cantoneira reforçada utilizada no trabalho experimental.	58
Fig. 5.7 – Disposição das vigas metálicas que simulam o pavimento.	58
Fig. 5.8 – Representação esquemática do mecanismo e instrumentação utilizada no trabalho experimental	60
Fig. 5.9 – Aspeto geral do sistema de ensaio.	61
Fig. 5.10 – Danos observados durante o ensaio da ligação parede/pavimento do nível superior. .	62
Fig. 5.11 – Danos observados no murete após o ensaio de ligação parede pavimento do nível superior.	62
Fig. 5.12 \– Diagrama da história de carga do murete M205 – Ligação superior.	63

Fig. 5.13 – Diagrama força - deslocamento do ensaio murete M205 – Ligação superior.	63
Fig. 5.14 – Diagramas força - rotação do ensaio murete M205 – Ligação superior.	64
Fig. 5.15 – Danos observados no murete M205 durante o ensaio da ligação parede/pavimento ao nível intermédio.	64
Fig. 5.16 – Danos observados no murete M205 após a realização do ensaio da ligação parede/pavimento nível intermédio.	65
Fig. 5.17 – Diagrama da história de carga do murete M205 – Ligação parede/pavimento nível intermédio.	66
Fig. 5.18 – Diagrama força - deslocamento do ensaio murete M205 – Ligação nível intermédio.	66
Fig. 5.19 – Diagrama força - rotação do ensaio murete M205 – Ligação nível intermédio.	66
Fig. 5.20 – Danos observados no murete M205 durante o ensaio da ligação inferior.	67
Fig. 5.21 – Danos observados no murete M205 no final do ensaio da ligação do nível inferior.	68
Fig. 5.22 – Diagrama de história de carga do murete M205 – Ligação inferior.	68
Fig. 5.23 – Diagrama força-deslocamento do murete M205 – Ligação inferior.	69
Fig. 5.24 – Diagrama força - rotação do ensaio murete M205 – Ligação nível inferior.	69
Fig. 5.25 – Ensaio de compressão axial do murete M205.	70
Fig. 5.26 – Diagrama de história do carregamento vertical aplicado ao murete M205.	71
Fig. 5.27 – Diagrama tensão – deformação do ensaio de compressão axial do murete M205 .	71
Fig. 6.1 - Condições geométricas para mobilização do efeito de ferrolho (Model Code 1990). .	77
Fig. 6.2 – Representação esquemática do mecanismo utilizado para determinação da <i>FTR</i>	79
Fig. 6.3 – Representação esquemática do modelo utilizado para o cálculo das tensões.	82
Fig. 6.4 – Diagrama comparativo das tensões máximas obtidas nos ensaios de compressão axial	85
Fig. 6.5 – Diagrama profundidade de carbonatação-tempo.	85

Índice de tabelas

Tabela 2.1 – Valores da força de rutura obtidos nos ensaios	16
Tabela 3.1 – Trabalhos de investigação analisados	25
Tabela 3.2 – Resultados dos ensaios de arrancamento das ligações parede/pavimento	31
Tabela 3.3 – Resumo dos resultados dos ensaios efetuados nos dois edifícios.	34
Tabela 3.4 – Resultados experimentais das amostras	37
Tabela 3.5 – Valores da força máxima aplicada na cantoneira.	43
Tabela 3.6 – Resultados dos ensaios obtidos da ligação parede/pavimento	44
Tabela 5.1 – Espessura do murete na zona central em função da altura.....	55
Tabela 5.2 – Valores máximos registrados no ensaio do murete M205 – Ligação superior	63
Tabela 5.3 – Valores máximos registrados no ensaio do murete M205 – Ligação parede/pavimento nível intermédio.	65
Tabela 5.4 - Valores máximos registrados no ensaio do murete M205 – Ligação parede/pavimento nível inferior.	68
Tabela 5.5 – Valores de tensão à flexão e à compressão dos provetes de argamassa de assentamento do lintel	72
Tabela 5.6 – Valores de tensão à flexão e à compressão dos provetes dos provetes de argamassa da camada de regularização	72
Tabela 5.7 – Resultados da profundidade de carbonatação	73
Tabela 6.1 – Resultados dos ensaios das ligações parede/pavimento, murete M205, M215, M209 e M213 reforçado com camada de microbetão	76
Tabela 6.2 – Valores das constantes utilizadas na expressão 6.8	79
Tabela 6.3 – Valores da equação 6.8 para o carregamento máximo	80
Tabela 6.4 – Resultados do carregamento aplicado para um deslocamento de 0,1Ø do varão.	80
Tabela 6.5 – Valores da equação 6.8 para o carregamento correspondente ao deslocamento de 1,2 mm81	
Tabela 6.6 – Esforços no murete M205 durante o ensaio da ligação parede/pavimento	82
Tabela 6.7 – Verificação das tensões	83
Tabela 6.8 – Resultados de ensaios de compressão axial	84

Lista de abreviaturas e símbolos

Abreviaturas:

A2P – A2P Consult Estudos e Projetos Lda

CC - célula de carga

CEN – Comité Europeu de Normalização

CFRP - *Carbon fiber reinforced polymer* (polímero reforçado com fibra de carbono)

DEC - Departamento de Engenharia Civil

EUCENTRE - *European Centre for Training and Research in Earthquake Engineering* (Centro Europeu de Formação e Investigação em Engenharia Sísmica)

FCT - Faculdade de Ciências e Tecnologia

FRP- *fibre reinforced polymer* (polímero reforçado com fibras)

GFRP - *glass fibre reinforced polymer* (polímero reforçado com fibras de vidro)

LNEC - Laboratório Nacional de Engenharia Civil

LVDT - *linear voltage displacement transducer* (transdutor de deslocamento de voltagem linear)

NSEL - *Newmark Structural Engineering Laboratory* (Laboratório de Engenharia Estrutural de Newmark)

PGA - *peak ground acceleration* (aceleração do pico no terreno)

UNL - Universidade Nova de Lisboa

Símbolos:

A_s - área da secção transversal do ferrolho

e - excentricidade da carga aplicada

f_{cm} e f_{yk} -valores de cálculo de resistência à compressão do betão e da tensão de rutura do aço de ferrolho

F_{TR} - força de tração no ferrolho

F_{um} - valor da resistência ao corte de uma pregagem

F_v - valor da força aplicada no apoio da cantoneira

Φ_b - diâmetro do varão de aço

Φ_g – diâmetro do furo preenchido com grout

k – rigidez do pavimento

Capítulo 1

Introdução

1.1 Considerações iniciais

A temática da reabilitação de edifícios antigos envolve aspetos sensíveis e por vezes difíceis de analisar e interpretar, sendo necessários estudos aprofundados para se conseguir entender o comportamento e as funções dos materiais e dos elementos construtivos presentes nos edifícios. As novas exigências funcionais a que os edifícios antigos são sujeitos implicam alterações nesses edifícios que na maioria das vezes provocam aumento das cargas a que ficam sujeitos, que em conjunto com a degradação dos materiais ao longo do tempo, coloca em risco a sua estabilidade o que leva a que sejam necessárias intervenções de reabilitação para que se cumpram as exigências de segurança e conforto colocadas pela comunidade atual.

Segundo Carta de Cracóvia (2000), os edifícios que constituem as zonas históricas, podendo não se destacar pelo seu valor arquitetónico especial, devem ser salvaguardados como elementos de continuidade urbana, devido às suas características dimensionais, técnicas espaciais, decorativas e cromáticas estes são elementos de união insubstituíveis para a unidade orgânica da cidade.

1.2 Objetivos

Devido à importância que as ligações parede/pavimento apresentam tanto a nível de segurança, comportamento sísmico dos edifícios, como a nível de exigências para o conforto da comunidade atual, esta dissertação tenciona analisar de uma forma aprofundada as soluções de reforço das ligações paredes/pavimento. Sendo os principais objetivos da presente dissertação os seguintes:

- Dar continuidade à linha de investigação existente procurando analisar e aprofundar os conhecimentos, relativamente ao reforço das ligações por pregagem entre paredes e pavimentos;
- Analisar o comportamento das ligações por pregagens entre o murete de alvenaria de pedra. Sendo posteriormente os resultados utilizados para desenvolver uma expressão capaz de determinar a resistências ao corte das pregagens, realizadas em paredes de alvenaria de pedra. Os resultados dos ensaios de ligação parede/pavimento serão comparados com os resultados obtidos por outros autores nos ensaios realizados no DEC FCT UNL. Posteriormente o murete foi utilizado para determinar a resistência à

compressão axial bem como para determinar a profundidade de carbonatação da argamassa de cal aérea utilizada na construção do murete;

- Analisar casos práticos da aplicação da solução de reforço das ligações parede/pavimento com pregagens, idênticas a solução ensaiada em laboratório. Com o intuito de perceber as condições de aplicação e também as dificuldades de execução do sistema de reforço.

1.3 Organização da dissertação

Como método de organização a presente dissertação está subdividida em sete capítulos.

No **capítulo 1** é feita uma breve referência à importância do tema analisado sendo também apresentados os objetivos da presente dissertação bem como a respetiva organização.

No **capítulo 2** é feita uma abordagem geral aos tipos de construção de edifícios antigos onde são apresentadas as principais anomalias bem como uma descrição das principais técnicas de reabilitação e reforço. No final são abordadas as principais técnicas de ligação entre paredes e pavimentos em edifícios antigos, sendo também apresentadas as principais anomalias bem como as respetivas técnicas de reforço.

No **capítulo 3** são analisados os trabalhos de investigação de autores nacionais e internacionais que incidem sobre as ligações parede/pavimento, bem como as diversas técnicas de reforço dos pavimentos. São também apresentados os trabalhos de investigação realizados no DEC FCT UNL sobre as ligações parede/pavimento.

No **capítulo 4** analisam-se casos práticos de aplicação da técnica de reforço da ligação entre paredes e pavimento estudada na presente dissertação, sendo apresentadas as principais dificuldades de aplicação bem como os principais erros encontrados na execução.

No **capítulo 5** apresentam-se os trabalhos de preparação necessários para a realização dos ensaios. São descritos os ensaios laboratoriais realizados e apresentados os resultados obtidos.

No **capítulo 6** é feita a análise e discussão dos resultados e comparados com os resultados de outros autores que realizaram ensaios dentro da mesma linha de investigação. Com base nos estudos existentes também foi estudada uma expressão de dimensionamento das pregagens em paredes de alvenaria de pedra.

No **capítulo 7** são apresentadas as conclusões finais, assim como as sugestões para trabalhos futuros no sentido de proporcionar a validação da expressão encontrada para o dimensionamento das pregagens em paredes de alvenaria de pedra.

Todas as figuras e tabelas apresentadas na presente dissertação sem referência bibliográfica foram obtidas/produzidas pelo autor.

Capítulo 2

Enquadramento do Tema

2.1 Considerações gerais

As intervenções de reabilitação em edifícios antigos são de extrema importância não só nos monumentos mas também nos edifícios que constituem as zonas históricas, porque estes contêm a memória coletiva de cada comunidade.

A reabilitação de edifícios, por contraposição à construção nova, deve ser considerada sem perder de vista os valores antes referidos, ou seja, é por demais evidente que não pode dizer-se que reabilitar é caro ou barato apenas com base na comparação de custos de construção por m² da mesma, dado que a construção antiga tem valores que não se podem medir em euros (Appleton, 2011).

Também por razões que se prendem com a sustentabilidade da construção, a reabilitação de edifícios antigos é hoje uma tarefa da maior importância em todo o mundo por diferentes razões:

- Preservação de valores culturais;
- Proteção ambiental;
- Vantagens económicas.

O estudo das técnicas construtivas e dos materiais utilizados nas intervenções é imprescindível para que os resultados sejam os esperados. A presente dissertação tem como objetivo o estudo das ligações parede/pavimento em edifícios antigos. No entanto, para uma melhor perceção, é fundamental caracterizar e analisar os materiais e as técnicas construtivas tanto das paredes como dos pavimentos que serão abordados ao longo do trabalho.

2.2 Classificação dos edifícios antigos

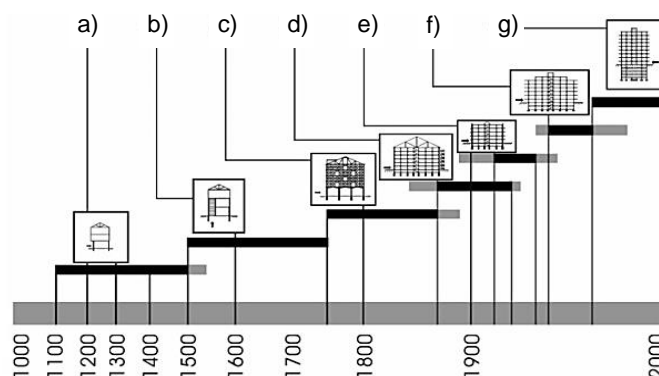
Conhecer a evolução dos edifícios é importante na medida em que esse conhecimento permite compreender melhor as funções e as características dos elementos construtivos de cada época. Permite também identificar os elementos originais e os que resultam de alterações efetuadas ao longo da vida do edifício.

Categorizar os edifícios em datas específicas é uma tarefa extremamente difícil, visto que existem inúmeros fatores que dificultam a sua classificação. Um deles está relacionado com local da construção e a abundância dos materiais, que varia consoante as regiões do país. Um outro está relacionado com o facto de em cada momento existirem soluções inovadoras e

soluções antiquadas. Além disso, ao longo do tempo coexistiram técnicas e projetistas com ideias diferentes que produziram soluções construtivas diferentes. Segundo Appleton (2011), qualquer tentativa de sintetização histórica apresenta limitações, visto que existem inúmeros fatores que perturbam a possibilidade de uma classificação ou uma tipificação.

No entanto, existiram datas marcantes ao longo da história dos edifícios que indicam mudanças significativas na arquitetura, nos materiais e nas técnicas construtivas dos edifícios. As respetivas mudanças associadas a um elevado número de produção com as mesmas características, possibilita de certa forma a elaboração de uma escala temporal que indique a evolução dos edifícios ao longo dos anos, como se pode observar na fig. 2.1.

Em Portugal são definidos como edifícios antigos aqueles que são anteriores à generalização do betão armado e apresentam paredes onde predominavam as alvenarias resistentes (Martins, 2014; Sousa, 2006).



a) e b) edifícios com estrutura em alvenaria anteriores a 1755; c) edifícios com estrutura pombalina ou similar; d) edifícios com estrutura do tipo gaioleiro; e), f), g) edifícios com estrutura em betão armado

Fig. 2.1 – Evolução das tipologias construtivas em Portugal (Coias, 2001).

2.2.1 Edifícios Pré-Pombalinos

Os edifícios anteriores a 1755 denominados de pré-pombalinos constituem partes das áreas urbanas mais antigas, denominados centros históricos. No caso das cidades do Porto e de Lisboa é possível identificar este tipo de edifícios pela arquitetura característica em que se apresentam dois ou três pisos, podendo em alguns casos apresentar apenas um, na sua forma rural, formando manchas de menor dimensão, que funcionavam como casas de campo ou quintas (Appleton, 2011). Outras particularidades arquitetónicas destes edifícios são o facto de possuírem fachadas de bico, fachadas com ressalto e pés-direitos baixos.

Os edifícios pré-pombalinos classificam-se quanto à sua constituição em três tipos de alvenaria estrutural: alvenaria de terra (taipa ou adobe); de pedra ou de tijolo. Sendo as paredes de alvenaria de pedra são vulgarmente argamassadas com material argiloso ou argamassa de cal e com pedra aparelhada, pelo menos na zona dos cunhais. Outros elementos construtivos como os pavimentos, coberturas, paredes interiores e caixilharias geralmente eram em madeira,

que variava consoante a disponibilidade regional. Na fig. 2.2 é apresentado um edifício que caracteriza a construção anterior a 1755.



Fig. 2.2 – Edifício pré-pombalino.

2.2.2 Edifícios Pombalinos

O sistema de construção dos edifícios pombalinos teve origem após a catástrofe de 1755 onde a antiga cidade foi destruída pelo forte abalo sísmico que originou o maremoto e o enorme incêndio que durou vários dias.

No entanto pela primeira vez foi elaborado um processo de reconstrução organizado, incluindo aspetos:

- Urbanísticos, arquitetónicos e construtivos;
- Preocupações a nível de qualidade e salubridade;
- Segurança contra incêndio e resistência antissísmica.

A arquitetura inovadora constituída geralmente por cinco pisos, sendo o rés-do-chão destinado ao comércio e os restantes destinados a habitação, o segundo piso tinha janelas de sacada e o terceiro e quarto com janelas de peitoril, como é possível observar na fig. 2.3.

De acordo com Pinho (2000), as inovações mais importantes do ponto de vista habitacional e de distribuição de espaços introduzidas neste plano, foram as seguintes:

- O rés-do-chão passou a ser amplo e rasgado permitindo espaço para lojas;
- As escadas e acessos aos andares passaram a ocupar um espaço muito mais importante;
- O pé-direito foi aumentado e fixado em 16 palmos, cerca de 3.70 m, para a loja e 1º andar, sendo os outros pisos o que coubesse na altura disponível, prevista para o quarteirão;

- As paredes da fachada principal passaram a ser rasgadas por inúmeras e grandes janelas;
- Aproveitamento das águas furtadas e mansardas;
- A existência das esbeltas paredes divisórias de tabique, com acabamento por fasquiado e uma espessura total entre 0.10 m e 0.12 m, que apresentavam uma notável elasticidade e uma boa resistência às ações verticais, que permite aumento dos vãos, quando colocadas ortogonalmente, de forma a cruzarem-se entre si, a utilização destas paredes tem mostrado melhorias significativas no comportamento estrutural dos edifícios;
- Todas as paredes exteriores dos edifícios que formavam os vários quarteirões foram envolvidas pela gaiola tridimensional de madeira, descrita mais adiante.



Fig. 2.3 – Edifício pombalino.

Cada quarteirão, com dimensões em planta de aproximadamente 70 m x 25 m possui fundações em alvenaria de pedra sendo as transmissões das cargas feitas através de um sistema de grades de madeira constituídas por longarinas e travessas (paus redondos de madeira de pinho com cerca de 0.15 m de diâmetro), ligadas entre si e à cabeça das estacas por cavilhas de aço forjado. As longarinas eram diretamente apoiadas na estacaria. A estacaria era também formada por paus redondos com cerca de 0.15 a 0.18 m de diâmetro e um comprimento de 1.40 a 1.50 m, cravadas em verde, segundo fiadas transversais de quatro estacas, com um afastamento entre os eixos de cerca de 0.40 m (Pinho, 2000; Coias e Silva, 1994).

O piso térreo geralmente diferente dos restantes pelo facto de ser destinado ao comércio ou armazéns e desta forma necessitar de espaços mais amplos. Com o objetivo de ampliar os espaços e também evitar a propagação de incêndio, muitos dos edifícios têm as paredes mestres e pilares ligados por abóbadas e arcos. Existe também um outro modelo que utiliza paredes mestres e pilares ligados por arcos que por sua vez estão ligados pela estrutura horizontal de madeira.

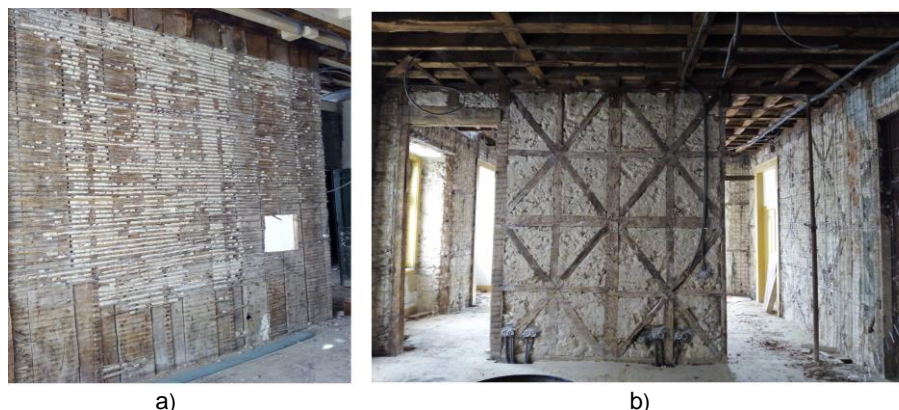
Nos restantes pisos, a construção era homogénea o principal elemento construtivo era a estrutura tridimensional de madeira denominada gaiola pombalina. As paredes de fachada,

constituídas por uma estrutura tridimensional de madeira preenchida com alvenaria de pedra argamassada, concebidas para que a transmissão dos esforços se faça através dos nembos, elementos que constituem a zona maciça entre os vãos, até às fundações, sendo que as cargas atuantes entre os nembos eram encaminhadas até eles promovendo o efeito de arco, tendo a estrutura de madeira um papel importante para a concretização deste efeito.

As paredes interiores dos edifícios pombalinos são geralmente classificadas em paredes resistentes de travamento, designadas por frontais, fig. 2.4 b) e paredes interiores de compartimentação designadas por paredes de tabique fig. 2.4 a). Segundo Pinho (2000), nas paredes interiores (resistentes) de travamento, designadas por frontais, que constituem também as paredes divisórias principais dentro de cada edifício, verifica-se a existência de uma estrutura constituída por prumos, travessas ou travessanhos e diagonais de madeira. Os vãos são guarnecidos por elementos resistentes adicionais (vergas e pendurais).

A geometria dos vários elementos diagonais que formam as cruces de Santo André baseiam-se no princípio empírico da dificuldade de deformação do triângulo. Estes elementos apresentam geralmente uma secção de $12 \times 10 \text{ cm}^2$ (Mascarenhas, 2005). Devido ao elaborado sistema de ligação entre os diferentes elementos da gaiola, ou seja, devido ao rigor e ao detalhe construtivo nas ligações entre os elementos e na ligação da gaiola ao rés-do-chão, esta apresenta uma capacidade resistente à ação sísmica que pode ser comparada com a dos edifícios modernos.

A gaiola, é assim, formada por vários elementos que interligam paredes interiores, paredes exteriores, vigamentos de pavimentos e asnas da cobertura, formando assim um sistema quase perfeito de solidarização dos diferentes elementos estruturais, semelhante às melhores soluções atuais, obtidas com betão armado (Pinho, 2000; Appleton, 1991).



a) parede de tabique pombalina; b) parede resistente interior (frontal)

Fig. 2.4 – Paredes interiores de edifícios pombalinos.

As paredes de tabiques também denominadas de paredes costaneiras, tinham em média 10 cm de espessura, destinavam-se à criação das divisões mais pequenas dos edifícios, sendo normalmente construídas após o solho ser assente. Apesar da sua principal função não ser de uma parede resistente, os tabiques ajudam na dissipação das forças horizontais provocadas por

sismos e são capazes de transmitir também cargas verticais quando submetidas, assumindo assim um papel importante na estrutura da gaiola Pombalina.

Normalmente os tabiques mais comuns eram constituídos por uma fiada de tábuas costaneiras não limpas, pregadas ao alto, com comprimentos entre 2.60 e 3.50 m, com largura média de 18 cm e com espessura a variar entre os 4 e 5.5 cm. Sobre as tábuas costaneiras era então pregado o fasquiado de madeira, de secção trapezoidal, de forma que a face mais larga fique do lado de fora, permitindo assim que a argamassa de revestimento fique retida entre o fasquiado.

2.2.3 Edifícios Gaioleiros

Na década de 80 do século XIX surge um novo tipo de construção denominada de “Gaioleiros” e termina com a introdução do betão armado na década de 30 do século XX. A denominação de “Gaioleiro” foi dada aos construtores dessa época e acabou por nomear os edifícios por eles construídos (Andrade, 2011).

A expansão urbana de Lisboa que ocorreu em 1864, ordenada pelo Ministério das Obras Públicas, com o objetivo de urbanizar uma área de 5 km², desde a praça do Marquês de Pombal até ao Campo Grande. No entanto, outros projetos importantes foram executados em diferentes pontos da cidade. De modo a rentabilizar o projeto não foram impostas normas estruturais, o que promoveu a construção de edifícios de fraca qualidade a nível estrutural. Os edifícios construídos destinavam-se à classe social média, com uma grande variedade arquitetónica, como é possível observar na fig. 2.5.



Fig. 2.5 – Edifícios gaioleiros.

Esta tipologia de edifícios, caracterizada pelo aumento da procura do mercado imobiliário, identifica-se essencialmente pela perda de rigor construtivo, rigor esse encontrado na construção pombalina. Para além da decadência da utilização da gaiola pombalina, o uso de matérias e mão-de-obra de qualidade inferior é característica frequente desta tipologia de edifícios. A perda de qualidade de construção e as simplificações introduzidas à gaiola pombalina levou à ruína de alguns dos edifícios construídos de forma mais aligeirada (Pinho, 2008)

Os edifícios Gaioleiros são caracterizados por serem de qualidade muito inferior quando comparados com os edifícios Pombalinos, pois estes não apresentam continuidade estrutural e tridimensional e os sistemas de ligação entre as paredes ortogonais e as fachadas quando existentes são de fraca qualidade, para além de que as ligações parede/pavimento na maioria das vezes são soluções incapazes de resistir às ações horizontais.

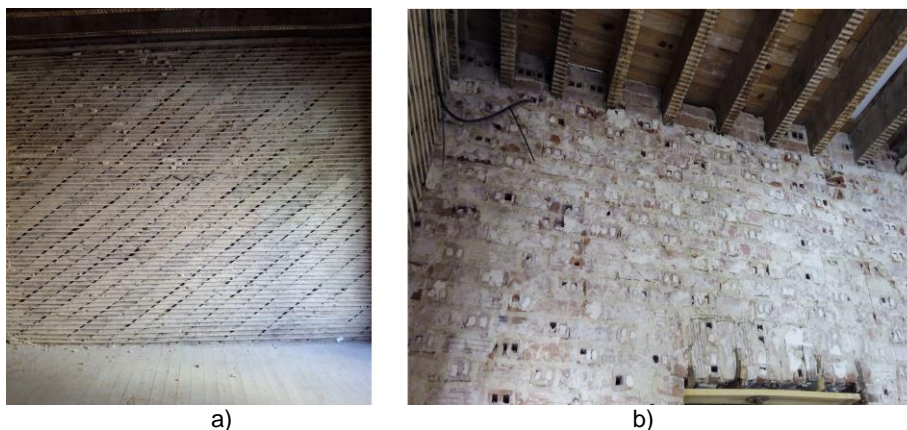
Os edifícios Gaioleiros possuem características arquitetónicas que permitem diferenciá-los no património edificado lisboeta. As principais características que os diferencia são:

- Utilização de grandes vãos envidraçados;
- Utilização de janelas de peito e de sacada dentro do mesmo piso;
- Decoração das fachadas com, frisos, cimalhas e esculturas;
- Varanda ou marquise metálica, no tardo do edifício;
- Fachadas divididas em três zonas: soto, zona intermédia e zona da platibanda/telhado.

Estes edifícios também possuem características construtivas distintas do restante património edificado lisboeta sendo considerado como uma construção decadente ligada à simplificação do processo construtivo pombalino, devido à utilização de matérias de fraca qualidade e a diversos fatores que contribuem para a sua fragilidade estrutural. As principais diferenças construtivas que estes edifícios apresentam quando comparados com os edifícios pombalinos são:

- Construção com pouca rigidez e fracas ligações entre os elementos estruturais (comportamento deficiente face à ação sísmica);
- Paredes resistentes insuficientes e pouco contraventadas;
- Fundações pouco cuidadas face aos terrenos onde se situam;
- Substituição das paredes de frontal por paredes de tijolo ou tabique sem travamento fig. 2.6;
- Aumento do número de pisos em altura acompanhada de uma redução de espessura das paredes.

Quando feita uma análise aos edifícios gaioleiro pode concluir-se que estes apresentam deficiências nas ligações entre os principais elementos estruturais, em conjunto com a baixa rigidez dos pavimentos e a fraca qualidade das paredes resistentes, faz com que estes edifícios não se comportem como um todo, quando sujeito à uma ação sísmica, comprometendo a transmissão das forças sísmicas entre os elementos estruturais. A vulnerabilidade sísmica dos Gaioleiros é bem reconhecida por diversos autores, pois estes são considerados os edifícios mais vulneráveis do parque habitacional português (Appleton, 2011)



a) parede de tabique; b) parede resistente em alvenaria de tijolo

Fig. 2.6 – Paredes interiores de edifícios Gaioleiros.

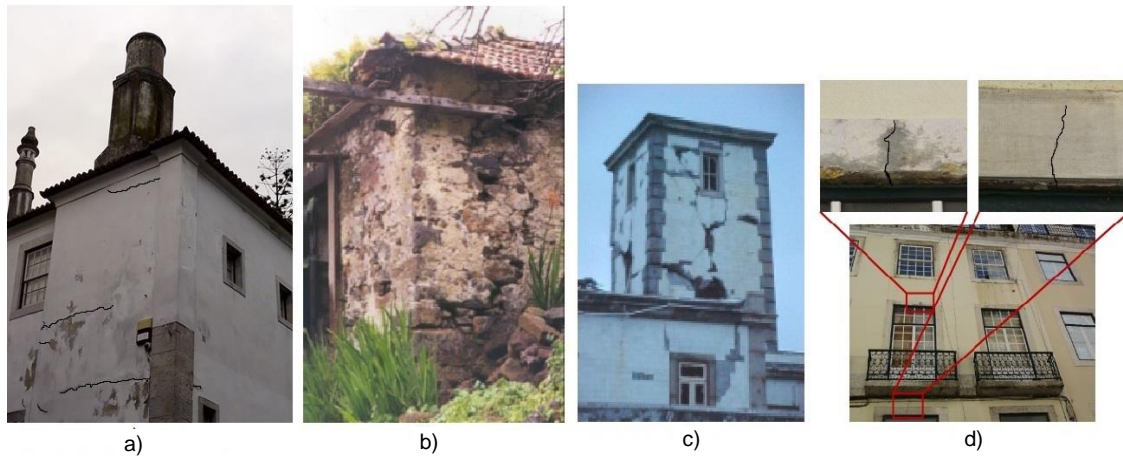
2.3 Principais anomalias estruturais em paredes de edifícios antigos

A ocorrência de anomalias em paredes de edifícios antigos verifica-se quando as tensões atuantes são superiores às resistências das paredes provocando danos, tanto maiores quanto maior a diferença entre as cargas atuantes e a capacidade resistente. As anomalias estruturais mais frequentes encontradas nos edifícios antigos de alvenaria são a fendilhação, o esmagamento e a desagregação das paredes.

No contexto estrutural das paredes, as anomalias mais comuns são as fendas, que podem resultar de deformações no plano das paredes ou fora deste. As fendas podem ser o resultado de diferentes ações. Nos pontos seguintes são apresentadas as principais situações que provocam o aparecimento de fendas:

- Fendas resultantes da compressão axial nas paredes, derivadas das ações verticais excessivas nas paredes;
- Fendas correspondentes a esforços de corte e de flexão, resultantes de assentamento de fundações;
- Fendas resultantes de esforços de flexão no plano perpendicular às paredes, devido ao impulso de arcos;
- Fendas resultantes de esforços de corte no plano da parede ou de flexão no plano perpendicular à parede, provocadas por movimentos sísmicos;
- Fendas resultantes de intervenções efetuadas nos edifícios, que na maioria das vezes resultam de um aumento de vãos, através da eliminação de nembos ou de paredes interiores.

Na fig. 2.7 são apresentados alguns casos em que houve ocorrência de fendas provocadas pelos mecanismos de fenda acima descritos.



a) fendas resultantes de compressão axial excessiva ; b) fendas provocadas por assentamento diferencial das fundações (Pinho, 2003); c) fendas provocadas por movimentos sísmicos (Pinho et al., 2005); d) fendas resultantes do corte dos nêmbos (Lúcio, 2015)

Fig. 2.7 – Exemplos de diferentes tipos de fendas.

O esmagamento das paredes é um fenómeno localizado que resulta da aplicação de cargas concentradas que provocam o esmagamento das paredes. Este fenómeno encontra-se muitas das vezes nas zonas da entrega das vigas de madeira às paredes, devido a carregamentos excessivos aplicados às vigas ou torção das vigas devido a secagem (Pinho, 2003; Appleton, 1991). Nos edifícios antigos próximos de construção de paredes de contenção que utilizam ancoragens, a injeção de caldas sobre pressão pode provocar tensões excessivas sobre as fundações e posteriormente às paredes, provocando-lhes esmagamento ao nível do primeiro piso.

A desagregação das paredes de alvenaria dos edifícios antigos é uma anomalia muito frequente que resulta dos fenómenos de fendilhação agravada, esmagamento e/ou falta de manutenção e conservação. Na maioria dos casos esta desagregação provém da ação dos agentes atmosféricos, como a variação da temperatura, variação de humidade e vento. Um outro fenómeno natural que provoca a desagregação das paredes é a água, nas suas diversas origens, água de precipitação, humidade do terreno e infiltrações. A presença da água no interior das paredes pode provocar arrastamento de finos, processo de dissolução-cristalização de sais solúveis que ao longo do tempo levam à desagregação das paredes, fig. 2.8.



Fig. 2.8 – Exemplo de desagregação de paredes.

Os pavimentos de madeira são normalmente os elementos que mais provas dão da utilização do edifício ao longo do tempo. Por consequência, as anomalias mais comuns estão relacionadas com fenómenos de fluência, de desgaste superficial, envelhecimento do material, empenamentos, fissuração e ainda outros fenómenos originados no período de secagem da madeira.

Contudo, importa salientar que as anomalias mais graves estão relacionadas com a presença de água, independentemente da sua natureza ou estado. A água da chuva afeta principalmente as ligações dos pavimentos às paredes, uma vez que ao incidir sobre as paredes pode infiltrar-se e atingir as vigas de madeira que contactam com elas, provocando estragos irreversíveis. O contacto da água com os elementos embutidos nas paredes cria condições propícias para o aparecimento de fungos de podridão e insetos xilófagos, o que pode provocar degradação dos elementos de madeira e, consequentemente, redução da secção resistente, como se pode observar na fig. 2.9.



Fig. 2.9 – Deterioração da madeira em contacto com a parede.

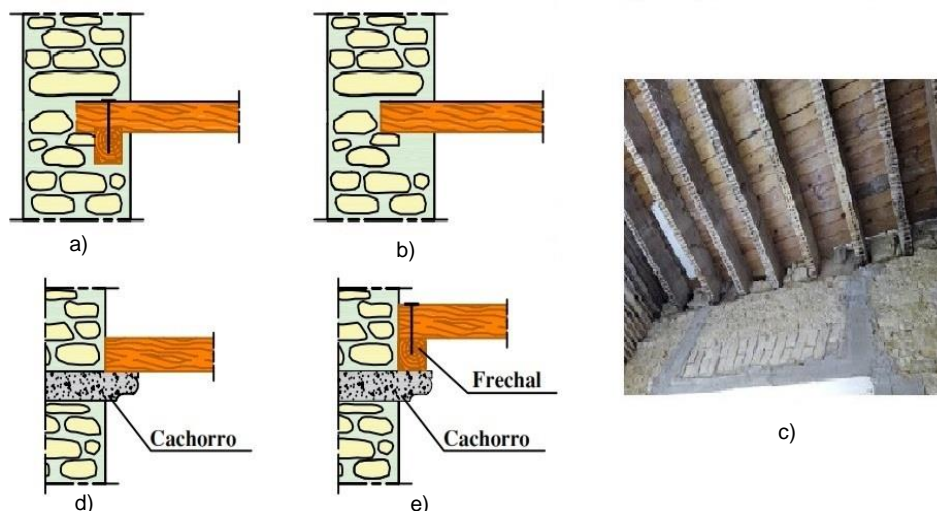
Outros tipos de anomalias que afetam os pavimentos de madeira estão relacionados com uma deficiente resposta sísmica que os pavimentos apresentam. Quando o edifício está sujeito à ação sísmica, os pavimentos são responsáveis pela condução das cargas horizontais. Para isso é necessário que pavimento tenha a rigidez adequada e que as ligações parede/pavimento sejam eficazes.

A rigidez dos diafragmas dependem de diferentes fatores, como o material e as técnicas de construção utilizadas. Nos pontos seguintes indicam-se os principais fatores, (Baião, et al., 2012):

- Espécie de madeira;
- Dimensão do pavimento em planta;
- Espaçamento entre as vigas;
- Dimensão da secção resistente das vigas;
- Método de ligação das tábuas do soalho (ligação macho-fêmea ou tábuas justapostas);
- Estado de conservação da madeira.

A ligação entre o pavimento e a parede é o elemento que muitas das vezes distingue o comportamento sísmico dos edifícios. No que diz respeito o funcionamento dessas ligações, podem ser considerados dois grupos: o primeiro onde as resistências são obtidas através do atrito entre o pavimento e os elementos de apoio; e o segundo onde a resistência às forças horizontais é obtida através de elementos metálicos ancorados às paredes ou sistemas de encaixe madeira-madeira.

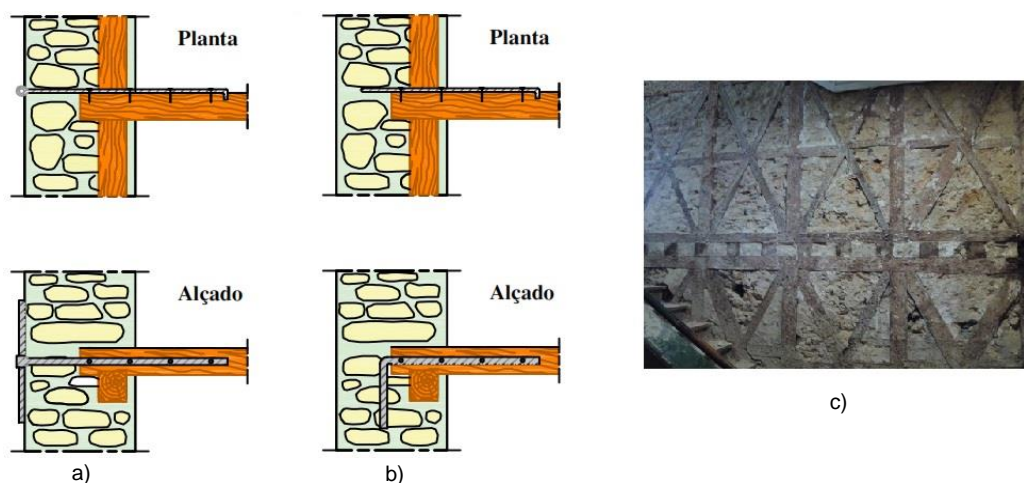
O primeiro grupo considerado apresenta resistências relativamente baixas e soluções que resultam do encastramento das vigas de madeira na parede, ou simplesmente apoiadas em cachorros ou frechais. Estas soluções, pouco eficientes no que diz respeito a ação sísmica, são bastante utilizadas nos edifícios antigos, essencialmente nos períodos em que a preocupação com as ações sísmicas foram ignoradas. Alguns exemplos destas ligações são apresentados na fig. 2.10



a) representação esquemática de vigas encastradas diretamente na parede (adaptado de Appleton, 2011);
 b) vigas ligadas ao frechal que esta embutido na parede (adaptado de Appleton, 2011); c) vigamento apenas apoiado na parede (edifício Gaioleiro); d) viga apoiada em cachorro de pedra (adaptado de Segurado, 1942);
 e) viga apoiada no frechal que por sua vez apoia no cachorro (adaptado de Segurado, 1942)

Fig. 2.10 – Exemplos de ligações parede/pavimento simplesmente apoiadas.

O segundo grupo considerado apresenta resistências relativamente superiores quando comparado com o primeiro. No entanto, as soluções são muito diversificadas, resultando em níveis de eficiência bastante variados. Neste tipo de soluções são utilizadas geralmente peças metálicas chumbadas à parede ou ancoradas no exterior. Contudo, outro tipo de ligação pode ser considerada neste grupo, como é o caso dos sistemas de encaixe entre peças de madeira (ligação dente de cão). Um exemplo disso é a estrutura tridimensional utilizada na gaiola pombalina, sendo alguns exemplos destas ligações apresentados na fig. 2.11.



a) ligação através de elementos metálicos até o exterior (adaptado de Segurado, 1942); b) ligação com ferrolho metálico em forma de “L” embutido na parede (adaptado de Segurado, 1942); c) ligação das vigas ao frechal em construção pombalina.

Fig. 2.11 – Exemplos de ligações parede/pavimento com recurso a peças metálicas e sistemas de encaixe madeira-madeira.

O reforço dos edifícios antigos exige técnicas e conhecimentos importantes para se obterem bons resultados. É também necessário respeitar princípios nacionais e internacionais definidos para a reabilitação estrutural dos edifícios antigos. Segundo ICOMOS (2003) existe a necessidade de preservar a identidade do património arquitetónico como produto único da tecnologia de construção utilizada no seu tempo, sendo igualmente apontada a necessidade de manter a aparência inicial.

Na reabilitação estrutural dos edifícios antigos devem ser tidas em conta as seguintes condicionantes, que podem restringir o número de soluções a utilizar (Pinho, 2007):

- Garantir a compatibilidade (física, mecânica e química) entre os materiais existentes e os materiais utilizados para o reforço;
- Ter presentes os princípios da reversibilidade, optar por soluções pouco intrusivas que permitem voltar ao ponto de partida, caso seja necessário;
- Ter em conta as características específicas da solução construtiva, de modo a garantir que resiste às ações mecânicas previstas;
- Intervir o mínimo possível e no menor espaço de tempo, de modo a minimizar a duração do estado de maior vulnerabilidade da construção.

2.4 Técnicas de reforço e consolidação de edifícios antigos

2.4.1 Principais técnicas de reforço de paredes de alvenaria

Na consolidação e no reforço das paredes de alvenaria, que em geral possuem características de resistência ao corte e à flexão bastante fracas, torna-se necessário, de modo a serem garantidos determinados níveis de segurança considerados essenciais nos dias presentes. Diversas técnicas de reforço e consolidação foram desenvolvidas ao longo dos anos, sendo que algumas mostram claras vantagens em relação a outras, que provocam alteração arquitetónica, aumento de massa ou redução de durabilidade das alvenarias.

Nos últimos anos foram desenvolvidas técnicas de reforço e consolidação inovadoras que permitem menor intrusão, maior compatibilidade entre os materiais, assim como maior durabilidade e reversibilidade das intervenções a efetuar. São referenciadas, de seguida, cinco técnicas de reforço e consolidação de paredes apresentadas na Conferência Internacional sobre Reabilitação de Estruturas Antigas de Alvenaria (Baião, et al., 2012).

- **Colagem de faixas de FRP sobre as faces das paredes de alvenaria**

Esta técnica consiste na colagem de faixas de polímero reforçado com fibras de carbono ou vidro, sempre que possível sobre ambas as faces da parede, utilizando resinas epóxi, fig. 2.12. Esta técnica de reforço não confere confinamento transversal à alvenaria, sendo necessário o uso de outras técnicas de confinamento transversal, utilizando varões de aço ou FRP injetados.

Os estudos experimentais realizados mostram que as paredes reforçadas com faixas de GFRP, aplicadas em ambos os lados do provete, utilizando varões de GFRP com Ø 12 mm, 5/m² para confinamento transversal, apresentam resistências ao corte duas a três vezes superiores, quando comparados a modelos não reforçados (Corradi, et al., 2008). No entanto, esta técnica devido a utilização de resinas epóxi, apesar de ser pouco intrusiva levanta algumas questões relacionadas com a aderência ao suporte, permeabilidade ao vapor de água e quanto a sua vulnerabilidade em caso de incêndio.

- **Aplicação de reboco de argamassa armado com rede de GFRP**

Esta técnica consiste em aplicar uma rede de GFRP, em ambas as faces da parede, ligada através de conectores em forma de “L” e, posteriormente, é aplicada uma camada de reboco de argamassa, fig. 2.12. Para a concretização desta técnica é necessário a remoção do reboco existente inclusive a argamassa das juntas em 10 a 15 mm de profundidade e furação da parede para a colocação dos conectores. Ensaio experimentais realizados em provetes reforçados com esta técnica e não reforçados, demonstram que esta técnica introduz um acréscimo de resistência ao corte três vezes superior, em relação aos provetes não reforçados, devido ao efeito de confinamento da alvenaria e à capacidade resistente do revestimento (Gattesco, et al., 2010).

- **Amarração transversal da alvenaria com fitas de aço**

É uma técnica de confinamento transversal da alvenaria em parede de múltiplas folhas (duas ou três). Esta técnica constitui um sistema denominado por CAM (Manufact Active Confining). Em função das características da alvenaria, são utilizadas fitas de aço, com 0.8×20 mm² de secção, ligeiramente pré-esforçadas que amarram transversalmente a alvenaria através de tirantes metálicos espaçados de 1 a 1.5 m. Os ensaios realizados em provetes reforçados e não reforçados mostram acréscimos de resistência ao corte e da ductilidade dos modelos reforçados (Dolce, et al., 2001).

- **Refechamento de juntas de assentamento das alvenarias com argamassa armada com cordões finos de aço ou com fios de GFRP**

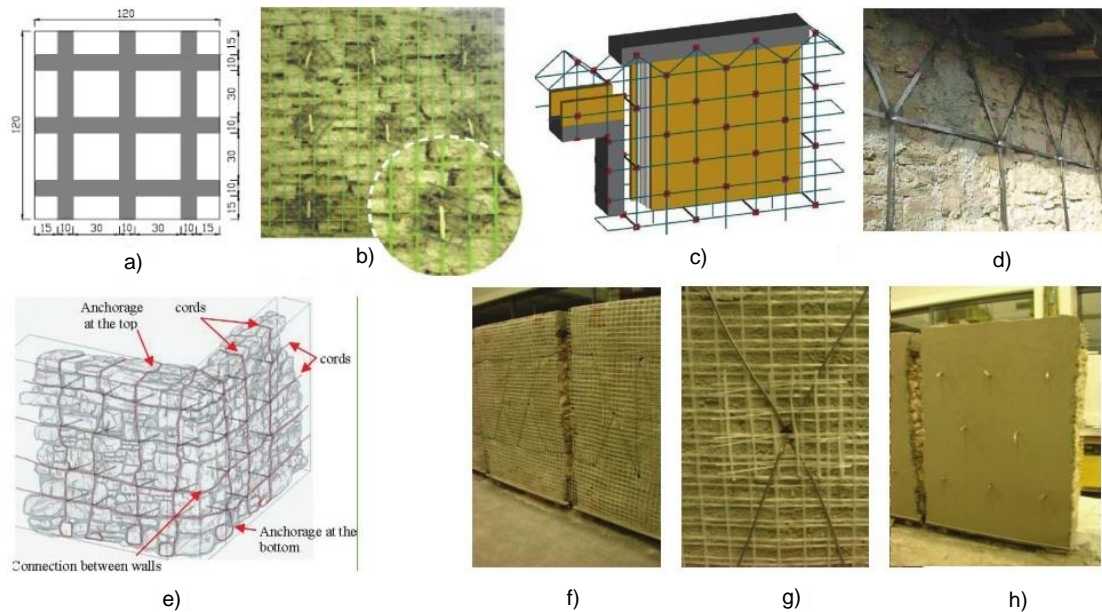
Esta técnica, designada por “Reticulatus”, consiste em criar uma rede de cordões finos de aço inoxidável ou fios de FRP perfeitamente embebidos na argamassa de refechamento de juntas. Inicialmente é removido o reboco existente e a argamassa das juntas até uma profundidade de 6 cm. Em seguida, é realizada uma primeira parte do refechamento das juntas com argamassa, depois são colocados os cordões de aço ou os fios de FRP de modo a criar uma rede. Nos pontos de intersecção dos fios são colocados conectores que atravessam de um lado ao outro a parede de alvenaria. O ensaios experimentais realizados em provetes reforçados com esta técnica demonstram resistências à compressão cerca de duas vezes maiores, quando comparando com as obtidas nos modelos não reforçados (Borri et al., 2008).

- **Aplicação de reboco de argamassa bastarda armado com rede de GFRP e amarração transversal das paredes com fios de aço**

Esta técnica de certa forma idêntica às apresentadas nos pontos anteriores, mas com a particularidade de utilizar fios de aço Ø 4 mm como conectores a atravessarem a parede e prolongarem-se na diagonal em furos contíguos. Os ensaios experimentais realizados consistem em submeter os provetes a ensaios de compressão e de compressão-corte e comparar os resultados dos provetes reforçados com o dos provetes não reforçados (Pinho et al., 2008). Os resultados dos ensaios são apresentados na Tabela 2.1.

Tabela 2.1 – Valores da força de rutura obtidos nos ensaios (Pinho et al., 2008).

Provetes	Ensaio de compressão	Ensaio de compressão - corte		
	$F_{m\acute{a}x}$ (kN)	F_V (kN)	$F_{H\ m\acute{a}x}$ (kN)	$F_{Resultante}$ (kN)
Não reforçados	136,8	109,2	23,8	111,8
Reforçados	440,3	330	77,8	339,0



a) reforço com faixas de FRP (Corradi et al., 2008); b) reforço com rede de GFRP (Gattesco et al., 2010); c) modelo esquemático do sistema CAM (Dolce et al., 2001); d) aplicação do sistema CAM (Dolce et al., 2001); e) reforço utilizando a técnica de “Reticulatus” (Borri et al., 2008); f) reforço com amarração com fios de aço (Pinho et al., 2008); g) pormenor da aplicação dos fios de aço e da rede de GFPR (Pinho et al., 2008); h) aplicação de reboco sobre e injeção de grout (Pinho et al., 2008);

Fig. 2.12 – Técnicas de reforço de paredes de alvenaria.

2.4.2 Técnicas de reforço ou consolidação dos elementos estruturais que constituem os pavimentos

De um conjunto de técnicas de reforço e consolidação existentes a escolha da técnica mais adequada é um fator importante. Esta escolha deve ser feita tendo em conta fatores como, os objetivos, grau de deterioração, os custos, grau de especialização da mão-de-obra e as vantagens e desvantagens de cada método. Em seguida são apresentadas algumas das principais técnicas de reforço tais como: reforço através do aumento de secção dos elementos estruturais, reforço através de aplicação de empalmes, reforço das vigas dos pavimentos com tirantes pré-esforçados, reconstrução das vigas com utilização de varões selados com resinas, reforço através de adição de novas vigas metálicas.

- **Reforço através do aumento de secção dos elementos**

Em situações em que a secção resistente do vigamento existente é insuficiente o aumento de secção com adição de novas peças de madeira ligadas ou intercaladas com as originais é uma técnica comum. Este é um método utilizado para reforçar ou consolidar os elementos estruturais de madeira com secção reduzida, deformações excessivas, com degradação devido a incendio ou ataques biológicos. Na fig. 2.13 são apresentados alguns exemplos de reforço de vigas de pavimento através da adição de novas peças ligadas as originais.

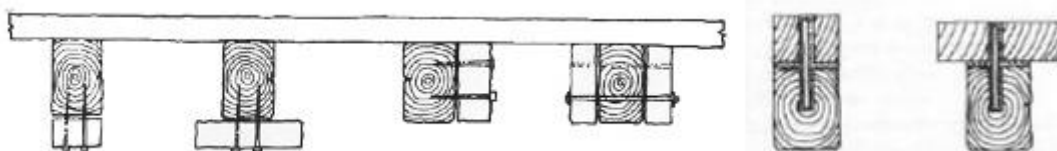
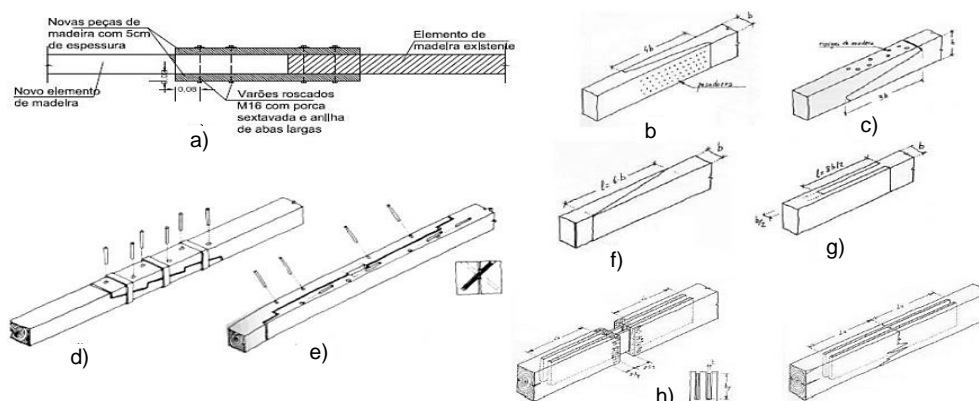


Fig. 2.13 – Exemplos de reforço com aumento de secção (Arriaga, 2002).

Este método apresenta algumas vantagens sendo que a mais relevante é o facto de ser pouco intrusivo. A desvantagem é o facto das novas peças de madeira apresentarem deformações e teores de água diferentes as peças de madeira existentes.

• Reforço através de aplicação de empalmes

Esta técnica de reforço é muito utilizada quando os elementos estruturais se encontram partidos, fendilhados ou quando apenas parte do elemento estrutural se encontra degradado. Esta técnica permite o aproveitamento das peças existentes substituindo apenas as partes degradadas. As soluções de reforço através de empalmes são muito diversificadas, podem variar desde o tipo de corte (direito, oblíquo ou dentado) até ao tipo de ligação (através de colas, mecânica ou mista). Na fig. 2.14 são apresentados exemplos das principais técnicas de empalmo de vigas.



a) empalme através com corte direito e fixação mecânica (Costa, 2009); b) empalme com corte vertical oblíquo e ferrolhos metálicos (Mettem, 1993); c) empalme com corte oblíquo à face superior e espigas de madeira (Mettem, 1993); d) empalme com corte dentado e fixação com cavilhas e cintas metálicas (Arriaga, 2002); e) empalme com corte dentado e fixação com cavilhas oblíquas coladas (Arriaga, 2002); f) empalme com corte oblíquo vertical e fixação por colagem (Landa, 1999); g) empalme de caixa e espigão reto com fixação por colagem (Landa, 1999); h) empalme através de introdução de laminados de CFRP (Arriaga, 2002)

Fig. 2.14 – Exemplos de soluções de empalmes utilizadas no reforço de pavimentos em madeira.

• Reforço das vigas dos pavimentos com tirantes metálicos pré-esforçados

Este é um método de reforço que permite anular as deformações excessivas das vigas existentes. A utilização de tirantes metálicos na parte inferior das peças permite melhorar o estado de tensão da madeira e o aumento de inércia das peças. É comum utilizar este método em peças de grande vão, onde é necessário anular a deformação da viga. Segundo Arriaga, (2002) este método não aumenta consideravelmente a capacidade resistente do elemento.

Contudo quando os elementos estão em bom estado de conservação e a seção resistente seja suficiente este pode ser um bom método, fig. 2.15.

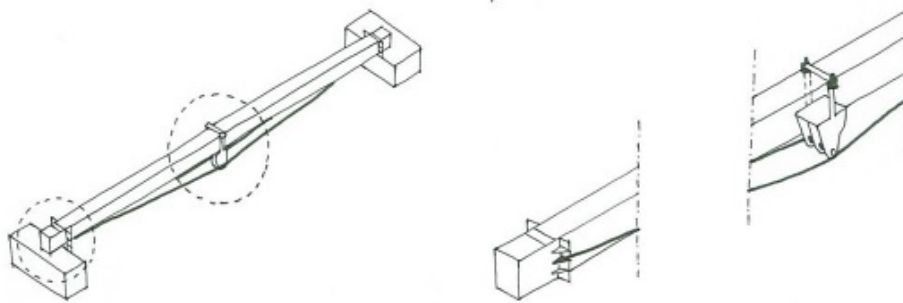


Fig. 2.15 – Reforço com aplicação de tirantes metálicos (Arriaga, 2002).

Uma outra aplicação desta técnica consiste na aplicação de tirantes metálicos através das vigas existentes no pavimento. As barras de aço são fixadas nos cantos e colocados em tensão através de esticadores colocados a meio vão, como se pode observar na fig. 2.16.

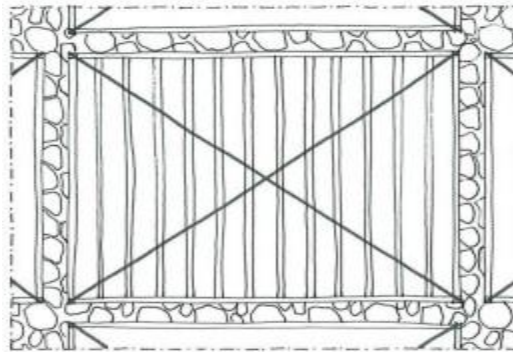


Fig. 2.16 – Reforço do pavimento com tirantes metálicos (Costa, 2009).

- **Reconstrução das vigas com utilização de varões selados com resina**

Uma das soluções mais usuais nos casos de podridão localizada ou em zonas de ataque de insetos é substituir a parte degradada da viga por resinas epoxídicas ou por novos elementos de madeira. Este método consiste na reconstrução das vigas de madeira utilizando resinas e varões para fazer a ligação à madeira sã, utilizando cofragem perdida, que poderá servir no futuro como proteção contra fogo. Se a zona degradada for muito extensa é feita a substituição por uma nova peça de madeira que se liga à madeira sã, através de varões de aço ou material compósito selado com resina, como se mostra na fig. 2.17.

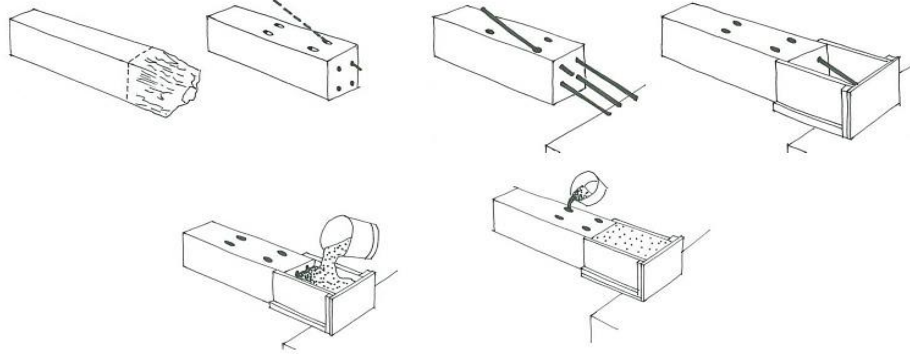
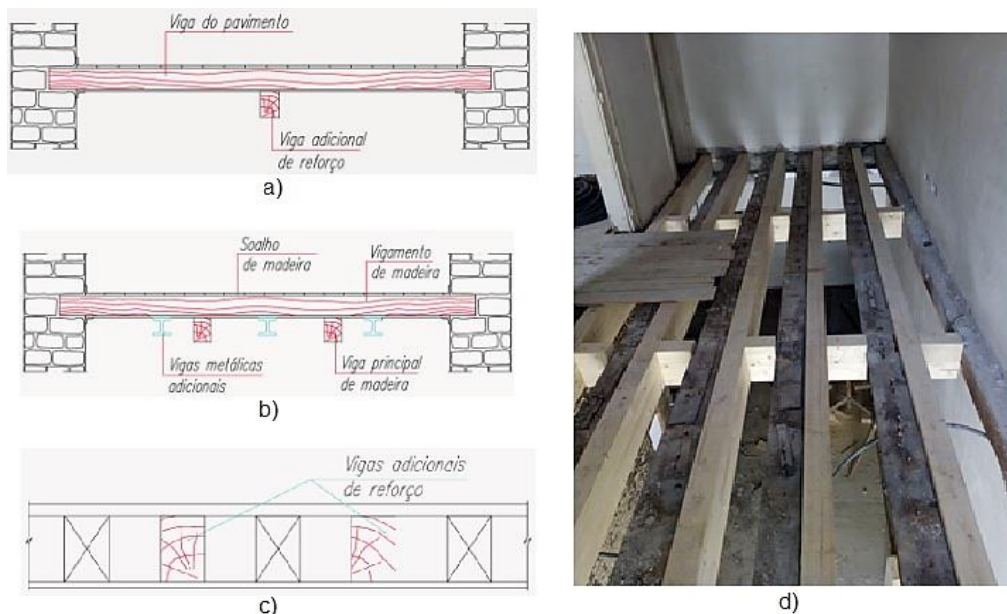


Fig. 2.17 – Processo de reconstrução das vigas de madeira com utilização de varões e resinas epoxídicas (Arriaga, 2002).

- **Reforço através de adição de novas vigas**

A adição de novas vigas sob o vigamento existente é talvez o método mais simples para resolver o problema. A utilização desta técnica de reforço permite um aumento de resistência considerável com a mínima intervenção sobre o existente, como se pode observar na fig. 2.18. Consiste na colocação de novas vigas sob o vigamento transversal existente, sendo estas apoiadas nas paredes laterais, caso as paredes laterais tenham capacidade de suportar estas vigas transversais. Os inconvenientes desta solução estão relacionados com a redução do pé-direito e com a existência de elementos decorativos nos tetos. A colocação de vigas de madeira ou metálicas, de forma paralela às existentes traz algumas vantagens em relação às vigas transversais, pelo facto de não ser necessário reduzir o pé-direito e por ser possível introduzi-las com a remoção do revestimento de piso (Baião et al., 2012).



a) reforço com adição de viga de madeira transversal (Baião et al., 2012); b) reforço com vigas de madeira e metálicas transversais às existentes (Baião, et al., 2012); c) reforço com vigas de madeira paralelas às existentes (Baião et al., 2012); d) reforço com vigas de madeira paralelas e fixadas mecanicamente às existentes.

Fig. 2.18 – Exemplos de reforço com adição de novas vigas.

2.4.3 Técnicas de reforço global do edifício

De uma forma geral a resposta sísmica dos edifícios antigos, com paredes de alvenaria de pedra, apresenta problemas relacionados com o deslocamento para fora do plano das paredes perpendiculares à ação sísmica. Esses deslocamentos provocam na maioria das vezes o derrubamento dessas. As técnicas de reforço global dos edifícios têm geralmente com o objetivo transferir os esforços, das paredes solicitadas pelo sismo, às paredes paralelas à ação sísmica através do diafragma horizontal e das ligações entre o diafragma e as paredes. As paredes apresentam um papel importante no comportamento global dos edifícios, sendo as técnicas de reforço mais comuns as apresentadas nos pontos anteriores.

O comportamento global dos edifícios de alvenaria resistente, perante uma ação sísmica, depende essencialmente dos seguintes fatores: a rigidez dos diafragmas horizontais, que constituem os pavimentos e as coberturas; das ligações entre os diafragmas e as paredes; das ligações entre as paredes ortogonais e da resistência ao corte das paredes. De forma simplificada, a ação sísmica provoca deslocamentos nas paredes perpendiculares à ação da força, que resultam em esforços de corte e de flexão perpendiculares ao plano dessas paredes. Estes deslocamentos provocam também esforços na estrutura horizontal (os pisos) e nas paredes paralelas à ação sísmica, idêntico ao representado na fig. 2.19.

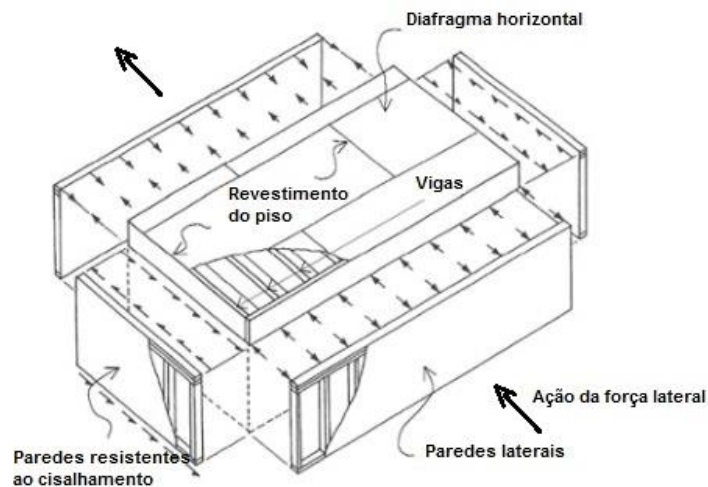


Fig. 2.19 – Distribuição das forças horizontais através da estrutura do edifício (citado por Cali, 2016).

A resposta global de um edifício, perante uma ação sísmica, depende da qualidade das ligações entre as paredes e o pavimento e da existência de uma estrutura horizontal, que funcione como diafragma rígido. Na fig. 2.20 é apresentado o comportamento de um edifício de alvenaria perante uma ação sísmica e os respetivos danos causados perante a existência de diafragmas flexíveis ou rígidos e a existência ou falta de ligação parede/pavimento.

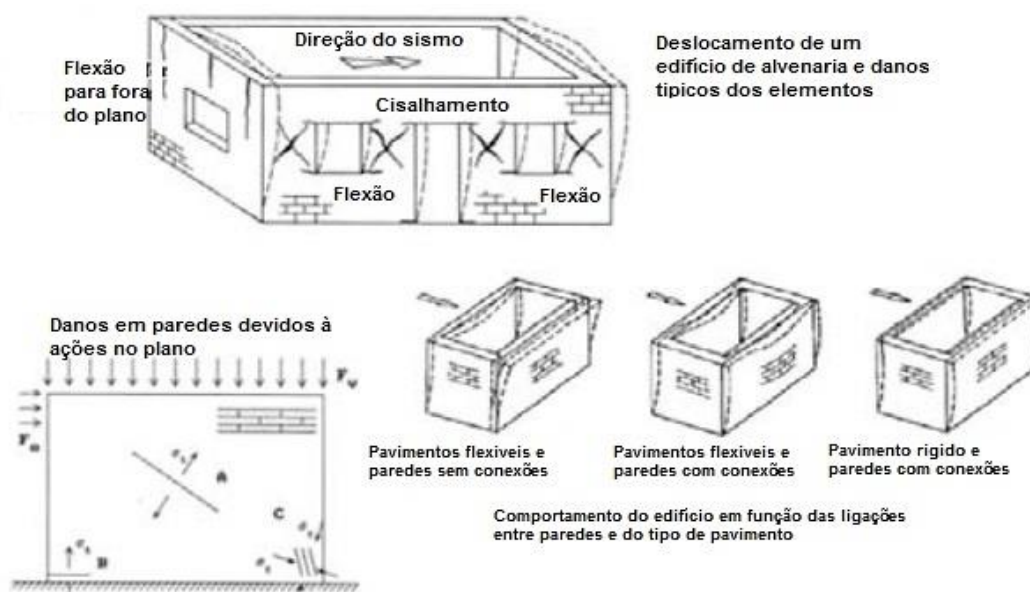


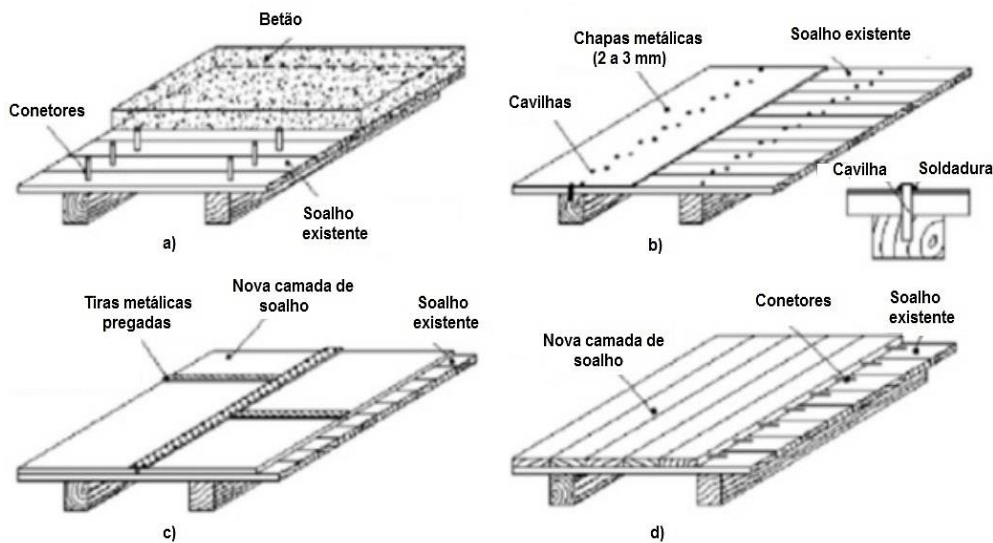
Fig. 2.20 – Comportamento sísmico de um edifício de alvenaria (Tomazevic, 1999).

A existência de um diafragma rígido, associado a existência de boas ligações parede/pavimento, pode melhorar muito as capacidades globais da estrutura perante a ação de um sismo. Isso pode ser justificado pelo facto dos elementos estruturais resistirem em conjunto e a estrutura global possuir uma rigidez muito maior. Este comportamento é conhecido como *box-behaviours* (comportamento de conjunto) (Calì et al., 2016). As técnicas de reforço dos pavimentos, para o reforço global dos edifícios, destinam-se a melhorar o comportamento dos pavimentos de madeira de modo a funcionarem como mecanismos de contraventamento do edifício perante as ações horizontais.

As técnicas de reforço global dos edifícios face às ações horizontais incidem essencialmente na melhoria da rigidez da estrutura horizontal que constitui os pavimentos e no reforço das ligações entre as paredes e os pavimentos. Dentro de um vasto conjunto de técnicas existentes a escolha da técnica mais adequada para cada caso é um fator extremamente importante. A escolha deve ser feita tendo em conta fatores como os objetivos da intervenção, a compatibilidade entre os materiais novos e os existentes, o grau de especialização da mão-de-obra, o grau de intrusão, a reversibilidade de cada técnica, os custos, as vantagens e as desvantagens e tendo em conta os princípios indicados nos tratados internacionais para a reabilitação. A melhoria do comportamento dos pavimentos nos seus planos como diafragmas rígidos pode ser feita de diversas formas, devendo no entanto, evitar-se o aumento excessivo de massa da estrutura que pode causar danos nas paredes e consequentemente piorar o comportamento sísmico do edifício (Baião et al., 2012).

Têm vindo a ser executadas e analisadas diversas soluções para o aumento de rigidez dos pavimentos no seu plano, que geralmente passam pela aplicação sobre o soalho existente, de novas peças de madeira maciça ou de placas de derivados de madeira, tiras ou chapas de madeira, faixas de FRP ou CFRP. Uma outra técnica de reforço utilizada consiste na aplicação

de uma camada de betão armado sobre o pavimento existente, utilizando conetores metálicos para fazer a ligação entre a camada de betão e o pavimento existente. No entanto, apesar de ser utilizada, esta técnica entra em conflito com os princípios da reabilitação por ser uma intervenção excessiva, criar aumento de peso na estrutura, que piora o comportamento sísmico do edifício. E também pelo facto de a água utilizada no betão entrar em contacto com o pavimento existente alterando o teor de humidade da madeira, e consequentemente, criar danos na estrutura. Na fig. 2.21 são apresentadas algumas técnicas de reforço que englobam o aumento de rigidez dos pavimentos.

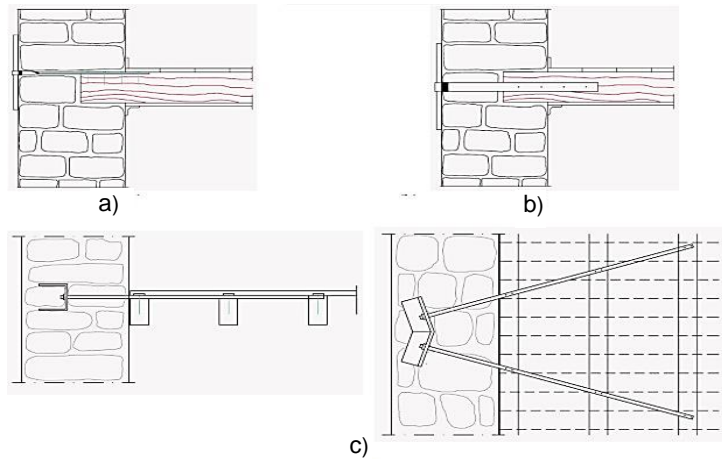


a) reforço através de uma camada de betão (adaptado de Giuriani et al., 2008); b) reforço através de chapas metálicas finas; c) reforço com uma nova camada de O.S.B. (*orientid strand board*) e tiras metálicas pregadas; d) reforço com nova camada de soalho

Fig. 2.21 – Exemplos de técnicas de aumento de rigidez dos pavimentos.

A melhoria do comportamento dos edifícios face às ações sísmicas não passa só pelo aumento de rigidez dos pavimentos. As ligações entre as paredes e os pavimentos têm um papel importante pois são estas que garantem a transmissão dos esforços entre os elementos verticais e os elementos horizontais (Calì, et al., 2016). Dentro das ligações parede/pavimento destacam-se as técnicas tradicionais de ligação através de ferrolhos metálicos pregados na face superior ou lateral das vigas e ancorados às paredes de alvenaria, como se pode observar na fig. 2.22 a) e b).

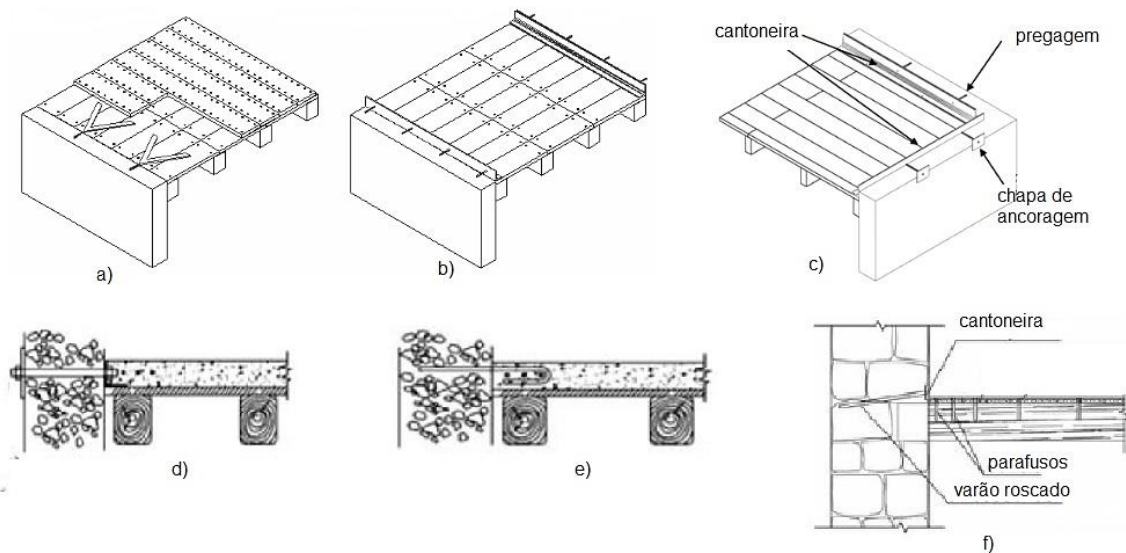
Dentro das técnicas tradicionais salientam-se as utilizadas na construção antiga de melhor qualidade, como exemplo a construção pombalina, que consistem na utilização de vergalhões ou chapas de aço fixados diagonalmente às vigas e ancorados, não às paredes de apoio das vigas mas sim, às paredes paralelas às vigas (Baião et al., 2012; Appleton, 2011). A utilização desses vergalhões garantem a solidarização das paredes secundárias e promovem a mobilização dessas em caso de ação sísmica, de acordo com a fig. 2.22 c).



a) reforço da ligação viga/parede com ferrolho metálico pregado na face superior; b) reforço da ligação viga/parede com ferrolho metálico pregado na face lateral; c) reforço da ligação entre o pavimento e as paredes paralelas as vigas do pavimento

Fig. 2.22 – Técnicas tradicionais de reforço da ligação parede/pavimento (Baião et al., 2012).

Uma técnica referenciada por diversos autores nacionais e internacionais, consiste na colocação de uma cantoneira metálica ao longo do perímetro do pavimento, ancorada às paredes e aparafusada às vigas de madeira como é possível observar na fig. 2.23. Esta técnica de reforço apresenta algumas vantagens, visto que não aumenta o peso da estrutura e também a aplicação da cantoneira, em todo o perímetro dos espaços interiores, permite uma melhor ligação entre as paredes ortogonais. Os potenciais desta técnica de reforço são apresentados no capítulo seguinte.



a) reforço da ligação parede/pavimento com perfis de aço perpendiculares as vigas (Doglioni, 2000); b) reforço com perfis em “L” nas paredes paralelas as vigas (Doglioni, 2000); c) reforço com perfis em “L” ao longo do perímetro do pavimento (Brignola et al., 2012); d) pormenor de reforço da ligação parede/pavimento com cantoneira e ancoragens (Piazza et al., 2008); e) pormenor da ligação parede/pavimento com ferrolho metálico (Piazza et al., 2008); f) pormenor da ligação parede/pavimento com cantoneira e pregagens inclinadas (Gattesco et al., 2006)

Fig. 2.23 – Exemplo de técnicas de reforço da ligação parede/pavimento.

Capítulo 3

Trabalhos de investigação no domínio das ligações entre paredes e pavimento realizados por outros autores

3.1 Considerações iniciais

No presente ponto são referidos alguns dos trabalhos de investigação, realizados no domínio da temática desta dissertação. Este ponto tem com principais objetivos adquirir conhecimentos sobre a temática das ligações parede/pavimento, conhecer a importância das ligações parede/pavimento e a sua influência na resposta global do edifício perante diversas ações. Tem como foco analisar as diversas técnicas de reforço das ligações parede/pavimento apresentadas por diversos autores, nacionais e internacionais. Na tabela 3.1 são apresentados os trabalhos de investigação analisados.

Tabela 3.1 – Trabalhos de investigação analisados

Autor(es) e Instituições	Data	Trabalhos de investigação
Garrido, M., et al Instituto Superior Técnico (UL)	2016	Sistemas de ligação entre painéis sanduíche de material compósito e paredes de alvenaria para a reabilitação
Mendes, N., et al Laboratório Nacional de Engenharia Civil	2015	Desempenho sísmico de edifícios de alvenaria antiga: ensaio em plataforma sísmica
Morreira, S., et al Universidade do Minho	2014	Estudo experimental sobre as ligações alvenaria/madeira reforçadas com ancoragem por injeção
Morreira, S., et al Universidade do Minho	2014	Desenvolvimento de uma solução readaptada para reforço sísmico das ligações parede/pavimento em edifícios de alvenaria não reforçada com diafragma em madeira
Magenes, G., et al Universidade de Pavia Europran Center of Training and Research in Earthquake Engineering (EUCENTER)	2014	Ensaio em mesa sísmica de um edifício de alvenaria de pedra, à escala real, com diafragmas flexíveis
Gattesco, N., et al Universidade de Trieste	2014	Estudo experimental de técnicas de reforço dos soalhos de madeira, de edifícios antigos, utilizando placas de pregos ou tiras de CFRP
Lin, T., et al Universidade de Illinois	2012	Estudo experimental sobre o comportamento das ligações parede/pavimento nos edifícios antigos de alvenaria
Valluzzi, M., et al Universidade de Padua	2010	Reforço dos pisos de madeira para melhoria sísmica dos edifícios antigos de alvenaria
Piazza, M., et al Universidade de Trento	2008	A importância do plano de rigidez dos pavimentos no comportamento sísmico em edifícios antigos

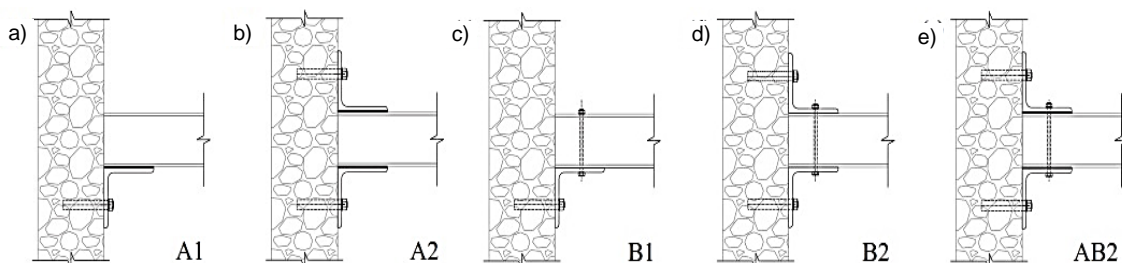
Uma vez que a presente dissertação dá continuidade a outros trabalhos de investigação realizados, no Laboratório de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologias (UNL), é apresentado, no final do presente capítulo, um breve resumo dos trabalhos de investigação realizados por Martins (2014) e Licínia (2015).

3.2 Sistemas de ligação entre painéis sanduíche de material compósito e paredes de alvenaria para a reabilitação (Garrido et al., 2016)

O uso de painéis sanduíche tem sido uma técnica cada vez mais utilizada em estruturas leves para a construção civil tais como estruturas de coberturas, tabuleiros de pontes e fachadas de edifícios. O potencial uso de painéis sanduíche para construção de pavimentos foi uma técnica sugerida por diversos autores (Correia J., Branco F., Musa M., Awad Z. et al).

Os painéis sanduíche com revestimento em FRP podem ser uma alternativa viável para a reabilitação, apresentando vantagens relativamente aos painéis com revestimento em aço, devido à sua leveza, maior durabilidade e manutenção reduzida. No desenvolvimento de uma estrutura horizontal de pavimento em painéis sanduíche, diferentes aspetos estruturais têm que ser abordados, incluindo as ligações entre o pavimento e os suportes verticais que, na maioria das vezes, são paredes de alvenaria de pedra.

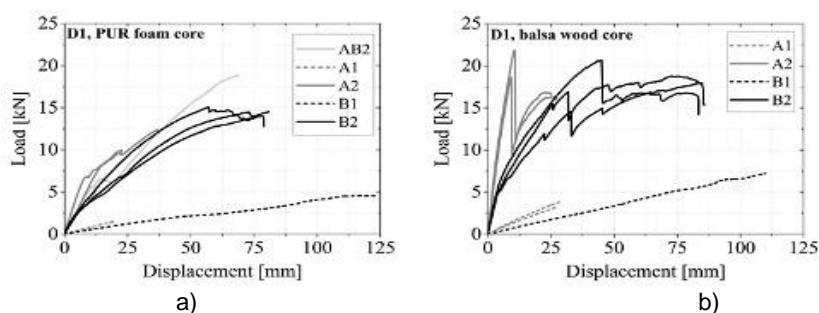
Os sistemas de ligações propostos para este trabalho, ilustrados na fig. 3.1, baseiam-se na colocação de uma ou duas cantoneiras, atuando como principal elemento de apoio para os painéis.



(A – colada, B – aparafusada, 1 – uma cantoneira inferior, 2 – com duas cantoneiras, superior e inferior):
a) A1; b) A2; c) B1; d) B2; e) AB2

Fig. 3.1 - Sistemas de ligação propostos (Garrido et al., 2016).

Para o ensaio foram preparados painéis sanduíche com 850 mm de comprimento, 250 mm de largura e 134 mm de espessura. Os painéis eram constituídos por duas folhas de GFRP, com 7 mm de espessura, que limitam o núcleo com 120 mm de espessura constituído por espuma de poliuretano rígida ou madeira. As ligações entre os painéis e a cantoneira foram as apresentadas anteriormente, sendo que, para as ligações com parafusos, foram utilizados parafusos tamanho M10 e para as ligações por colagem foi utilizado um adesivo epóxi com 2 mm de espessura fornecido pela Sika AG (Sikadur EF 31). Na fig. 3.2 são apresentados os resultados em diagramas de carregamento versus deslocamento.



a) provetes com núcleo em poliuretano; b) provetes com núcleo em madeira

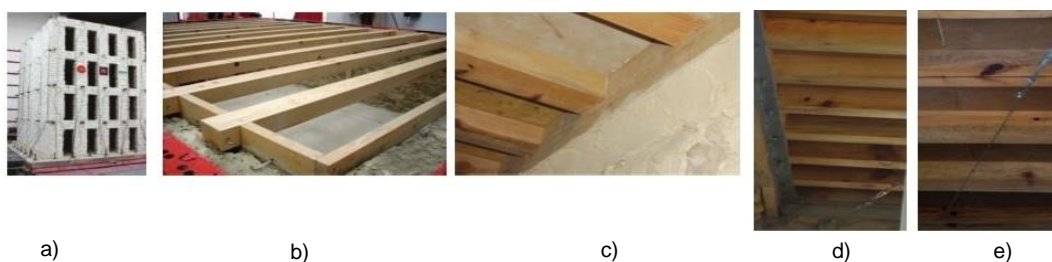
Fig. 3.2 – Diagrama força/deslocamento (Garrido et al., 2016).

Tanto no sistema de ligação por colagem como no sistema de ligação por parafusos a adição de uma cantoneira na parte superior do painel provocou um aumento significativo de rigidez, cerca de 9 vezes para os painéis com núcleo em poliuretano e cerca de 13 vezes para os painéis com núcleo em madeira.

3.3 Desempenho sísmico de edifícios antigos de alvenaria, ensaio em plataforma sísmica (Mendes et al., 2015)

O trabalho de investigação consiste na análise de vulnerabilidade sísmica de um edifício com características idênticas às dos edifícios construídos em Portugal entre o final do século XIX e início do século XX denominados de edifícios gaioleiros. Os edifícios têm, geralmente, quatro a seis pisos, paredes em alvenaria de pedra, pavimentos e cobertura em madeira, e encontram-se ainda em utilização. Acredita-se que estes são os edifícios mais vulneráveis do parque habitacional de Portugal. Devido às dimensões e à capacidade de carga da plataforma sísmica triaxial do LNEC, os modelos experimentais foram construídos à escala reduzida 1:3.

Inicialmente foi construído um modelo não reforçado, com quatro pisos, constituído por duas fachadas com aberturas, duas empenas cegas e pavimentos e cobertura em madeira, como se pode observar na fig. 3.3. O modelo tem em planta $3,15 \times 4,15 \text{ m}^2$, com 4,8 m de altura e a espessura das paredes de alvenaria com 0,17 m. A estrutura horizontal é constituída por vigas de madeira orientadas no sentido de menor vão. Antes e depois de cada ensaio sísmico foram realizados ensaios de identificação dinâmica, com o objetivo de avaliar a variação das propriedades dinâmicas ao longo dos ensaios.

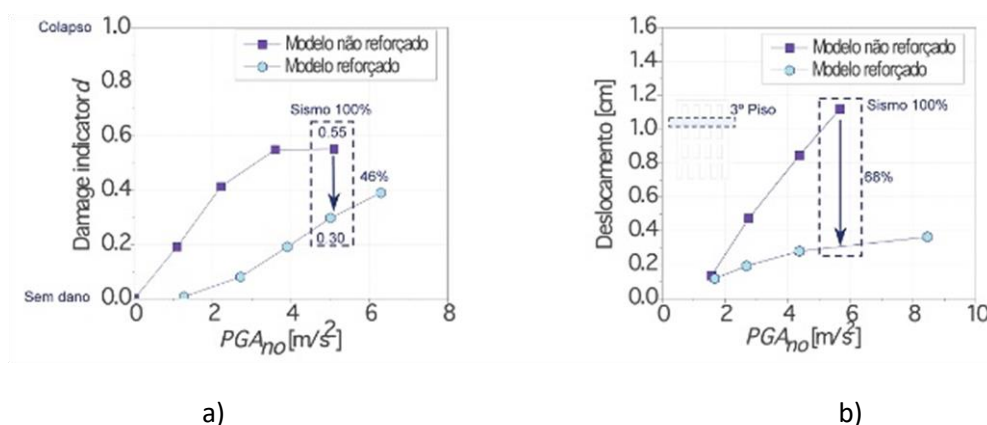


a) vista geral; b) vigas que constituem o pavimento; c) pormenor da ligação parede/pavimento; d) reforço da ligação parede pavimento; e) reforço do pavimento

Fig. 3.3 – Edifício utilizado no trabalho experimental (Mendes et al., 2015)

A técnica de reforço consiste no reforço das ligações entre paredes e pavimento com recurso a uma cantoneira de aço, fixada às paredes por pregagem. Adicionalmente, foram aplicados cabos de aço nos dois pisos superiores. Cada piso tem quatro cabos que ligam, pelo interior, o centro das fachadas aos cunhais da fachada oposta, como se pode observar na fig. 3.3. Os ensaios do modelo não reforçado incluem quatro ensaios sísmicos com amplitudes iguais a 25%, 50%, 75% e 100% do valor regulamentar. No modelo reforçado foi efetuado um ensaio adicional com amplitude igual a 125% do valor regulamentar.

Os resultados dos ensaios em plataforma sísmica permitiram definir as curvas de vulnerabilidade sísmica dos modelos. Relacionando os indicadores de danos com a PGA nominal, definiu-se o indicador de dano d com base na variação das frequências, no qual $d=0$ corresponde à ausência de dano e $d=1$ corresponde ao colapso. As curvas de vulnerabilidade apresentadas na fig. 3.4 a), permitem concluir que os elementos de reforço utilizados foram eficientes na redução da vulnerabilidade sísmica do modelo, sendo que para o sismo de 100% houve uma redução de dano de 50%. A fig. 3.4 b) apresenta o deslocamento para fora do plano de fachada relativamente aos cunhais ao nível do terceiro piso, sendo que para o sismo de 100% houve uma redução de 70% no deslocamento para fora do plano das fachadas para o modelo reforçado.



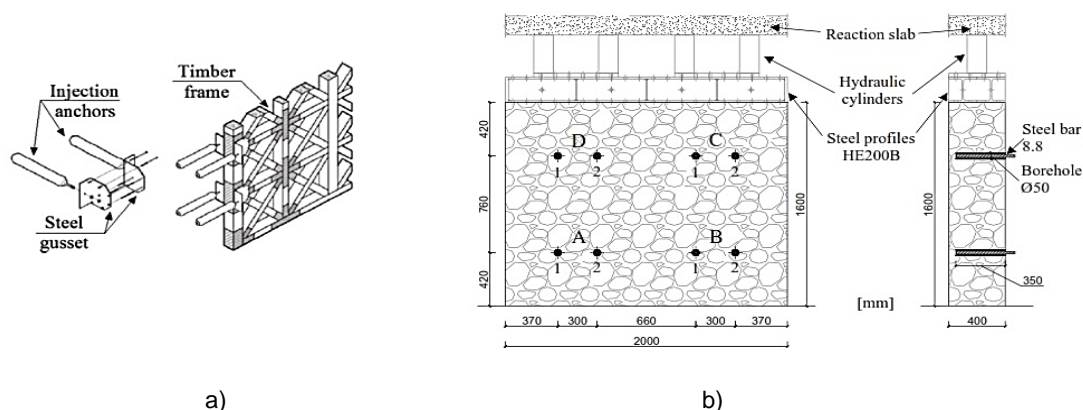
a) curvas de vulnerabilidade; b) deslocamentos para fora do plano das fachadas

Fig. 3.4 - Resultados dos ensaios em plataforma sísmica (Mendes et al., 2015).

3.4 Estudo experimental sobre as ligações alvenaria/madeira reforçadas com ancoragem por injeção (Moreira et al., 2014)

O presente artigo tem como objetivo o estudo das ligações entre as paredes de alvenaria de pedra e as estruturas de madeira, de forma a melhorar o comportamento das ligações entre os elementos estruturais dos edifícios antigos. Para o estudo foram construídas duas paredes de alvenaria de pedra calcária, com dimensão de $2,0 \times 0,4 \times 1,6$ m³, assente com argamassa de cal, traço 1: 3: 10: 6 (cimento: cal hidráulica: areia de rio: areia amarela). Após 28 dias da construção, as paredes foram carregadas com uma tensão vertical de 0.2 MPa para simular o estado de tensão de um 4º piso de um edifício gaioleiro.

O sistema de ensaio simula a ligação de uma parede de alvenaria com uma parede de madeira fig. 3.5 a). Para a simulação foram consideradas quatro zonas de ensaio em cada parede, sendo que, cada zona tem dois tirantes espaçados de 0,3 m, como se pode observar na fig. 3.5 b).



a) sistema de ligação simulado; b) solução adotada para as paredes à ensaiar

Fig. 3.5 – Representação esquemática das ligações utilizadas no trabalho experimental (Moreira et al., 2014).

Como referido foram utilizadas duas paredes para o ensaio, com a diferença de que na parede WT.40.I.1 foram utilizados varões com $\varnothing 20$ mm, e na parede WT.40.I.2 foram utilizados varões com $\varnothing 16$ mm. Em ambos os casos, os varões utilizados foram de aço inoxidável AISI 304, classe 70. Apesar dos varões utilizados terem diâmetros diferentes, o diâmetro dos furos foi igual, $\varnothing 50$ mm. Para as ancoragens foram utilizados varões de aço inoxidável e *grout*, injetado à pressão de 8.8 bar, fornecido pela Cintec, que apresenta 4.5 MPa para resistência à tração e 51.5 MPa para a resistência à compressão.

Após os 28 dias da injeção do *grout*, as paredes foram submetidas ao ensaio. O mecanismo de ensaio utilizado consiste na aplicação de uma carga de arrancamento, perpendicular à parede, em cada par escoras ao mesmo tempo. As amostras da parte inferior da parede têm em média um fator de ductilidade menor do que aquelas que estão no topo. O ensaio do WT.40.I.1C apresenta uma curva força-deslocamento completamente diferente em relação aos outros, com menor rigidez (17 kN/mm) e uma redução mais lenta da carga imediatamente após o pico seguido de uma queda abrupta de carga de 35% e cerca de 13.5mm de deslocamento. Esta queda corresponde a um destacamento de uma pequena porção da face frontal da parede. A fig. 3.6 mostra o desenvolvimento da curva força-deslocamento de todos os ensaios.

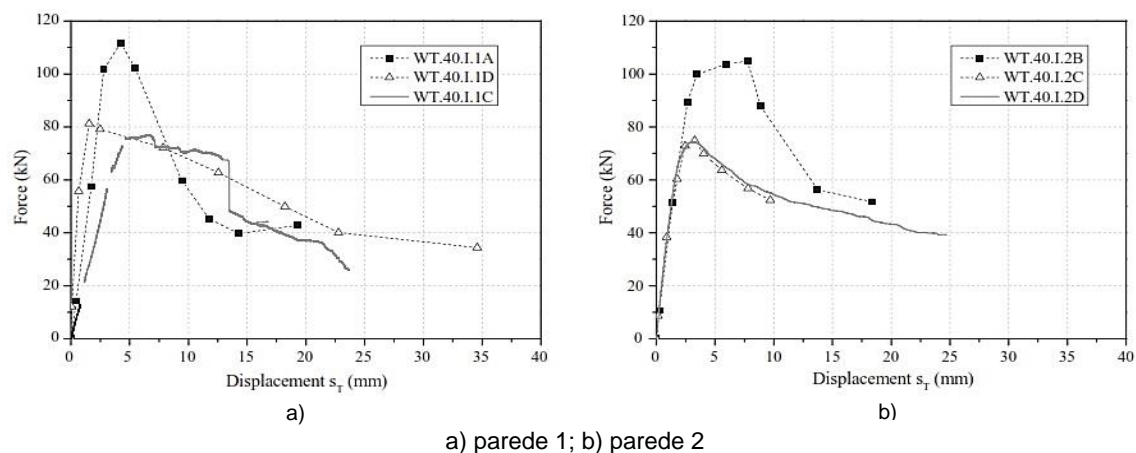


Fig. 3.6 – Desenvolvimento das curvas força-deslocamento (Moreira et al., 2014).

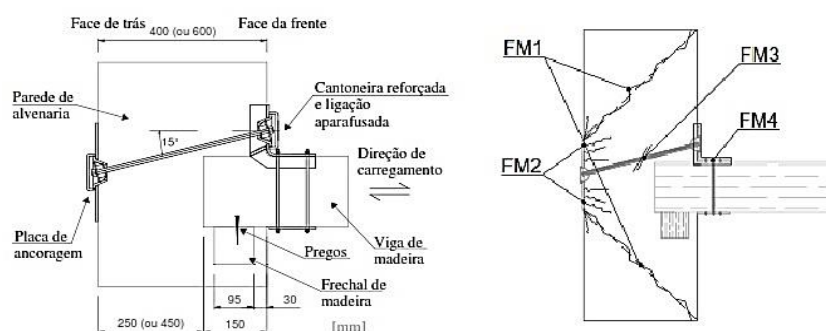
A diferença entre os resultados dos ensaios na parte superior e na parte inferior é de cerca de 30%. Esta diferença pode estar relacionada com as condições de contorno, visto que na parte inferior a parede assenta sobre uma laje de reação e na parte superior assenta um perfil HEB e quatro cilindros hidráulicos, que devido à necessidade de ajuste de pressão para manter o estado de compressão das paredes constante, permitiu uma rotação da parte superior da parede.

3.5 Desenvolvimento de uma solução readaptada para reforço sísmico das ligações parede/pavimento em edifícios de alvenaria não reforçada, com diafragma em madeira (Moreira et al., 2014)

Os provetes que representam as ligações são constituídos por uma parede de alvenaria, pelo frechal e pela viga de pavimento. As paredes, construídas conforme a indicação construtiva da época, com pedras irregulares de calcário, com dimensão máxima de 0,2 m argamassadas com argamassa pobre de 0,05 m de espessura, as paredes tinham 2,0 m de comprimento, 1,6 m de altura e 0,4 m ou 0,6 m de espessura. Cada parede continha duas ligações parede/pavimento compostas por um frechal de $0,095 \times 0,095 \times 1,0 \text{ m}^3$ e uma viga de $0,13 \times 0,18 \times 0,65 \text{ m}^3$, perpendicular à parede. A viga estava pregada ao frechal, que por sua vez estava embutido a 0,03 m da parte interior da parede, sendo que a viga tinha um comprimento total de entrega na parede de 0,15 m.

A solução de reforço é constituída principalmente por um tirante, uma placa de ancoragem e uma cantoneira reforçada. A solução de reforço esta indicada na fig. 3.7 a). Os tirantes utilizados eram de aço da classe 8.8 aplicados com a inclinação de 15° e com diâmetro $\varnothing 16 \text{ mm}$. A placa de ancoragem com secção quadrada de 0,175 m, com espessura de 0,06 m para a parede de 0,4 m de espessura e 0,020 m para a parede de 0,6 m de espessura. Desde a aplicação do reforço até ao fim do ensaio foi mantido um estado de compressão de 0,2 MPa e 0,4 MPa nas paredes de 0,4 m e 0,6 m de espessura, respetivamente. Conforme apresentado na fig. 3.7 b) os modos de rotura esperados são a formação do cone de punçãoamento (*FM1*),

esmagamento da alvenaria sob a placa de ancoragem (FM2), cedência da ligação viga/cantoneira (FM3) e plastificação e cedência do tirante (FM4).



a) detalhe da ligação reforçada; b) modo de falha

Fig. 3.7 – Pormenor de ligação reforçada parede/pavimento (Moreira et al., 2014).

Os principais resultados dos oito ensaios de arrancamento cíclicos quase-estáticos dos dois provetes com as ligações parede/pavimento reforçadas, são apresentados na tabela 3.2.

Em relação às amostras *WF.40.A.3A* e *WF.60.A.3A*, sendo *WF* a designação para ligação parede/pavimento, *40* e *60* refere-se à espessura da parede e *A.3A* é a identificação da amostra. Os resultados apresentados na tabela 3.2 são a força máxima de arrancamento (F), o deslocamento em fase de cedência (Δy), o deslocamento final (Δu) e o rácio entre (Δu) e (Δy) sendo o fator de ductilidade do deslocamento μ .

Tabela 3.2 – Resultados dos ensaios de arrancamento das ligações parede/pavimento.

Amostra	F (kN)	Δy (mm)	Δu (mm)	μ
40.3A	93,09	0,98	91,47	93,71
40.3B	105,38	-	-	-
40.4A	94,50	0,80	84,32	105,90
40.4B	94,07	0,93	88,04	95,03
Média	96,8	0,9	87,9	98,2
CoV (%)	5,2	8,4	3,3	5,6
60.2B	92,42	2,97	74,59	25,11
60.3A	82,67	2,61	41,18	15,76
60.3B	100,65	4,59	107,78	23,47
60.4B	90,02	2,26	59,19	26,19
Média	91,4	3,1	70,7	22,6
CoV (%)	7,0	28,7	34,6	18,0

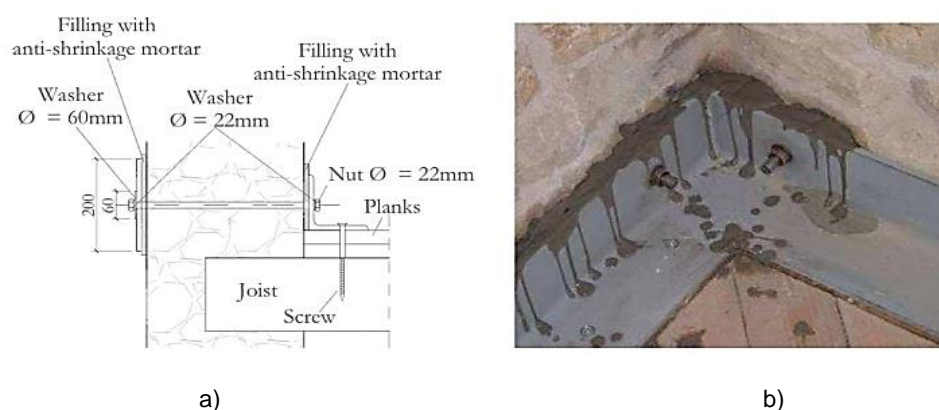
Os valores médios das forças de arrancamento máximas, obtidos para as paredes com 0,4 m e 0,6 m de espessura são 93,9 kN e 92,5 kN, respetivamente. Os valores obtidos são muito próximos, o que não reflete a diferença de espessuras e de compressão aplicada, este resultado pode ser explicado pelo facto de nos ensaios efetuados na parede com 0,6 m de espessura, não ter havido formação do cone de punção, sendo a capacidade de corte da parede não explorada. Nas paredes 0,4 m de espessura, o modo de falha resulta de uma combinação da falha em forma de cone da parede de alvenaria com a rutura da ligação entre a cantoneira e a

viga de pavimento (*FM1 + FM3*). Na parede com 0,6 m de espessura, os modos de falha principalmente observados são rutura da ligação entre viga de pavimento e a cantoneira (*FM3*) e rutura do tirante (*FM4*).

3.6 Ensaio em mesa sísmica de um edifício de alvenaria de pedra, à escala real, com diafragmas flexíveis (Magenes et al., 2014)

Uma ampla campanha experimental foi realizada no (EUCENTER) para compreender o comportamento dinâmico dos edifícios de alvenaria de pedra. Diversas soluções de reforço sísmico foram avaliadas, as soluções consistem no reforço das ligações parede/pavimento e no aumento de rigidez dos pavimentos. Os ensaios foram realizados em edifícios à escala real, sendo estes edifícios de dois andares, constituídos por paredes de alvenaria de pedra, de dois panos e com aproximadamente 32 cm de espessura com a estrutura do pavimento e da cobertura em madeira. O primeiro edifício (*edifício 1*) representa um edifício corrente sem reforço sísmico, apresentando uma vulnerabilidade sísmica elevada. As suas características e desempenho sísmico foram apresentados por (Magenes et al., 2010). O segundo edifício (*edifício 2*) é o modelo reforçado estudado no presente trabalho.

O modelo de reforço das ligações parede/pavimento consiste na colocação de um perfil metálico em forma de “L” (cantoneira), com $140 \times 140 \times 10 \text{ mm}^3$, colocado no interior sobre o pavimento de madeira e soldado nos cantos de forma a fechar o anel, como se pode observar na fig. 3.8. Devido às irregularidades das paredes foi colocada uma argamassa não retrátil entre o perfil em “L” e a parede, permitindo assim uma distribuição uniforme da carga, fig. 3.8. A ligação entre a cantoneira e a parede é feita através de tirantes, espaçados de 45 cm, que atravessam as paredes, sendo ancorados no exterior a uma placa de ancoragem.



a) representação esquemática do pormenor de ligação; b) pormenor de ligação entre os perfis em “L”
Fig. 3.8 – Ligação parede/pavimento utilizada como técnica de reforço no trabalho experimental (Magenes et al., 2014).

A solução utilizada para o reforço do diafragma de piso consiste na colocação de uma segunda camada de tábuas, com 30 mm de espessura, sobre a camada de tábuas existente, orientada a 45° em relação à primeira e ligada ao vigeamento através de parafusos.

Após os ensaios realizados no *edifício 2* com PGA nominal entre 0.05 g e 0.40 g, o protótipo apresentou apenas um ligeiro alongamento das fendas existentes, provocadas pelo transporte. Quando ensaiado com um PGA de 0.50 g, foi observada uma resposta global da estrutura, que promoveu o alongamento das fendas existentes e algumas fissuras ao nível do segundo piso na fachada oeste. Nas paredes do primeiro piso também foram observados danos provocados pela maior intensidade, apresentando um padrão de fendas horizontais, típico de danos introduzidos por flexão.

- Ensaio com PGA nominal de 0.60 g

O ensaio com PGA nominal de 0.60 g provocou um aumento das fendas pré-existent, sendo o alongamento das fendas mais visível na interface entre a zona de reforço e a zona de alvenaria. Foi também observado o desenvolvimento de fendas quase horizontais junto à base das paredes.

- Ensaio com PGA nominal de 0.70 g

O estado limite de “quase colapso” da estrutura foi atingido durante o ensaio com PGA nominal de 0.70 g (correspondente a um PGA real de 1.16 g). Foi observado um aumento geral das fendas existentes, atingindo valores de abertura de 1 cm, com propagação ao longo de toda a estrutura. Os danos provocados na estrutura por este ensaio podem ser observados na fig. 3.9.

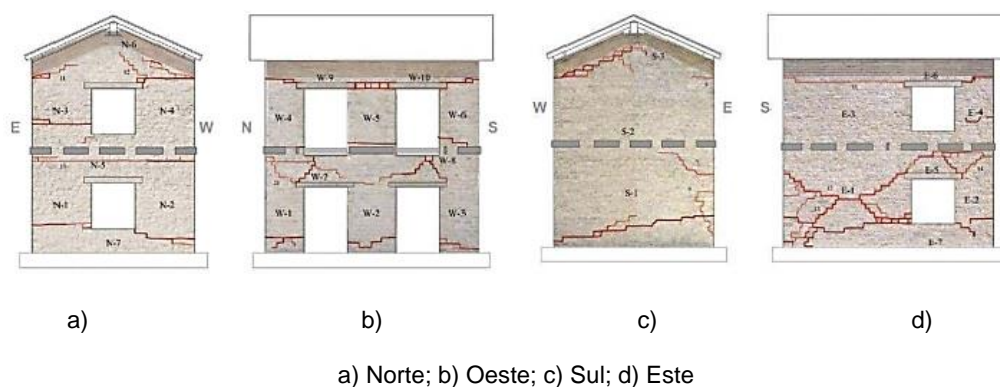


Fig.3.9 – Representação das fendas provocadas pelo ensaio com PGA de 0.70 g (Magenes et al., 2014).

Na tabela 3.3 é apresentado o resumo dos resultados dos oito ensaios realizados nos dois edifícios, sendo indicados o PGA nominal e real, a força de corte na base (V_{base}) e o coeficiente de corte na base (BSC).

Tabela 3.3 – Resumo dos resultados dos ensaios efetuados nos dois edifícios.

Test	Nominal PGA [g]	Building 1			Building 2		
		Actual PGA [g]	V _{base} [kN]	BSC	Actual PGA [g]	V _{base} [kN]	BSC
1	0.05	0.07	39.7	0.05	0.06	32.8	0.04
2	0.10	0.14	75.8	0.10	0.14	78.2	0.11
3	0.20	0.31	155.9	0.23	0.26	135.2	0.19
4	0.30	0.50	228.0	0.30	0.36	188.2	0.25
5	0.40	0.63	259.2	0.38	0.56	278.4	0.39
6	0.40(TR*) or 0.50	0.70	290.8	0.43	0.71	358.5	0.50
7	0.60	—	—	—	0.88	366.6	0.51
8	0.70	—	—	—	1.16	403.5	0.54

As soluções de reforço aplicadas ao *edifício 2*, mais concretamente, o reforço das ligações entre parede e pavimento e o aumento de rigidez dos pavimentos mostraram-se eficazes pois apresentam cerca de 75% maior capacidade de dissipação de energia.

3.7 Estudo experimental de técnicas de reforço dos soalhos de madeira, utilizando placas de pregos ou tiras de CFRP (Gattesco et al., 2014)

Este trabalho de investigação incide sobre duas técnicas de reforço de pavimentos em madeira de edifícios antigos. Estas soluções alternativas podem ser utilizadas para a melhoria da rigidez dos pavimentos e aumento de resistência das madeiras que constituem os pisos, face às ações verticais e horizontais. Os autores deste trabalho consideraram para o reforço da ligação parede/pavimento, a utilização de uma cantoneira disposta ao longo do perímetro do pavimento, ligada às paredes através de tirantes, varões roscados Ø 16 mm espaçados de 50 cm, e a ancoragem à parede foi concebida através de utilização de *grout* injetado. A solução de reforço da ligação parede/pavimento é apresentada na fig. 3.10.

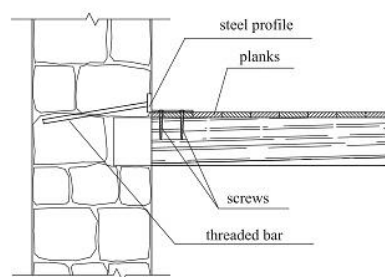
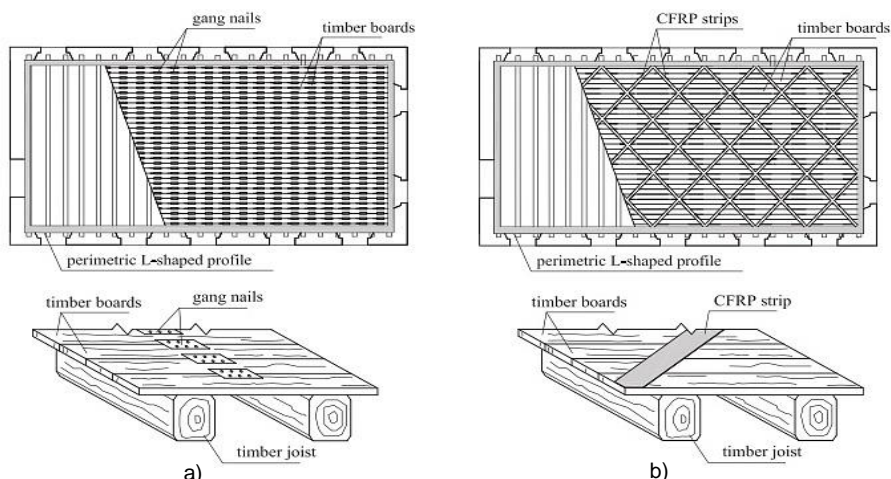


Fig. 3.10 – Representação esquemática da ligação parede/pavimento (Gattesco et al., 2014).

A primeira solução de reforço consiste na cravação de chapas metálicas dentadas para a ligação entre as tábuas do soalho com o objetivo de impedir o deslizamento provocado pelas forças de corte. O modelo considerado para a primeira solução de reforço pode ser observado na fig. 3.11.



a) pavimento de madeira reforçado com chapas dentadas; b) pavimento de madeira reforçado com tiras de CFRP

Fig. 3.11 – Soluções de reforço analisadas no trabalho experimental (Gattesco et al., 2014).

A segunda solução de reforço baseia-se na utilização de tiras de CFRP, coladas às tábuas de madeira, através de cola de dois componentes, à base de resinas epoxídicas. As tiras de CFRP foram dispostas diagonalmente de modo a obter uma resistência eficaz às tensões de corte no plano do piso.

Para os ensaios experimentais foram construídos 4 modelos *F1*, *F2*, *F3*, *F4* de pavimento tradicionais de madeira, com as dimensões em planta de $4 \times 4 \text{ m}^2$, sendo os modelos *F1*, *F2* e *F3* reforçados com chapas metálicas dentadas e o modelo *F4* reforçado com tiras de CFRP. Os modelos *F2*, *F3* e *F4* foram construídos por madeira de boa qualidade (classe C24) e o modelo *F1* foi construído de madeira de menor qualidade (classe C16). Nos modelos *F3* e *F4* impediu-se o deslocamento relativo permitindo apenas a rotação através da colocação de chapas metálicas no sentido do vigamento, com 90 mm de largura e 10 mm de espessura, aparafusadas às vigas de madeira. O processo de ensaio consiste na aplicação de uma força cíclica no sentido do pavimento. Na fig. 3.12 são apresentados os resultados dos ensaios experimentais que mostram as curvas da carga aplicada versus deslocamento. É possível observar que a diferença entre o modelo *F1* e *F2* é apenas influenciada pela qualidade da madeira, sendo que no modelo *F2* foi utilizada madeira de qualidade superior.

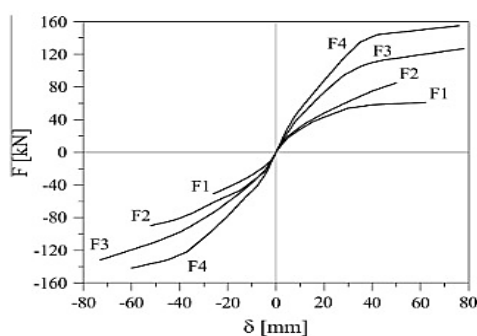


Fig. 3.12 – Diagrama força-deslocamento resultante dos ensaios experimentais (Gattesco et al., 2014).

Os resultados dos trabalhos experimentais revelam um aumento significativo de desempenho no plano dos modelos reforçados, onde o aumento de rigidez foi de 40 a 50 vezes maior quando comparado com os resultados dos modelos não reforçados.

3.8 Estudo experimental sobre o comportamento das ligações parede/pavimento nos edifícios antigos de alvenaria (Lin et al., 2012)

Este trabalho experimental foi desenvolvido para avaliar o comportamento das ligações parede/pavimento de edifícios antigos, uma vez que o comportamento destas ligações tem influência na resposta sísmica da estrutura do edifício. Os ensaios foram realizados em dois tipos diferentes de amostras, com e sem ancoragem, através dos seguintes métodos de carga: monolítico estático (*SM*); cíclico estático (*SC*) e dinâmico (*DC*).

A ligação estudada para o ensaio experimental consiste na ligação entre as vigas de madeira apoiadas sobre as paredes de alvenaria e ligadas às paredes através de tirantes metálicos como se pode observar na fig. 3.13.

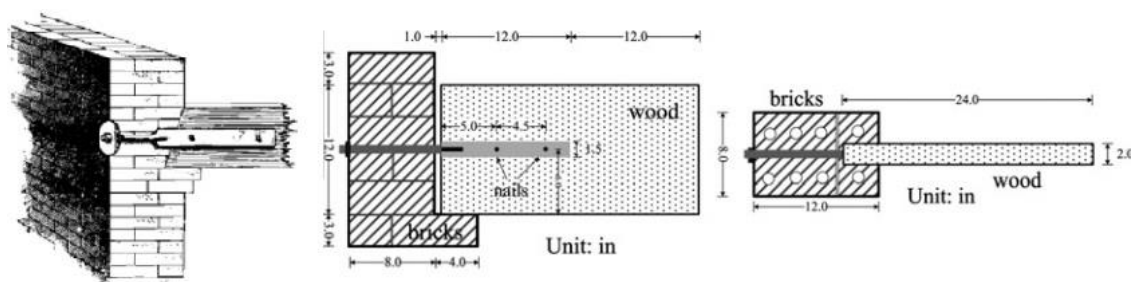
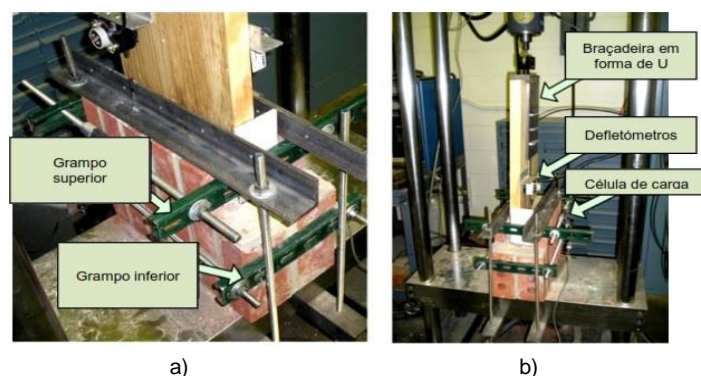


Fig. 3.13 – Representação esquemática da ligação parede/pavimento (Lin et al., 2012).

No Laboratório de Engenharia de Estruturas de Newmark (NSEL) foram construídas e submetidas a ensaios 19 amostras, para estudar a ligação parede/pavimento. As amostras consistem numa pequena porção de parede de alvenaria, com 0.45 m de altura, 0.3 m de largura e 0.20 m de comprimento, ligada à viga de madeira, como se pode observar na fig.3.14.

Os provetes foram ensaiados sob carregamento uniaxial, na direção longitudinal da viga, através da máquina de ensaio identificada na fig. 3.14. Para evitar a rutura da parede de tijolo foram colocadas duas braçadeiras metálicas no sentido de facultar algum confinamento à parede. Uma peça metálica em forma de “U” foi colocada na extremidade livre, com o objetivo de transmitir o carregamento à viga de madeira sem provocar estragos na viga de madeira.

No total foram ensaiadas dezanove amostras das quais 6 foram pregadas (N), 4 com ligação por atrito (F) e 9 com a combinação das ligações referidas anteriormente (NF). Alguns dos exemplares, com a ligação combinada, após as pregagens terem atingido a rutura foram ensaiados apenas com ligação por atrito.



a) pormenor da ligação da parede; b) vista geral

Fig. 3.14 – Esquema do ensaio experimental (Lin et al., 2012).

Na tabela 3.4 é feita uma listagem de todas as amostras ensaiadas que inclui também o modo de falha, a capacidade de carga das amostras e o deslocamento máximo atingido após a falha das duas pregagens.

Tabela 3.4 – Resultados experimentais dos ensaios (adaptado de Lin et al., 2012)

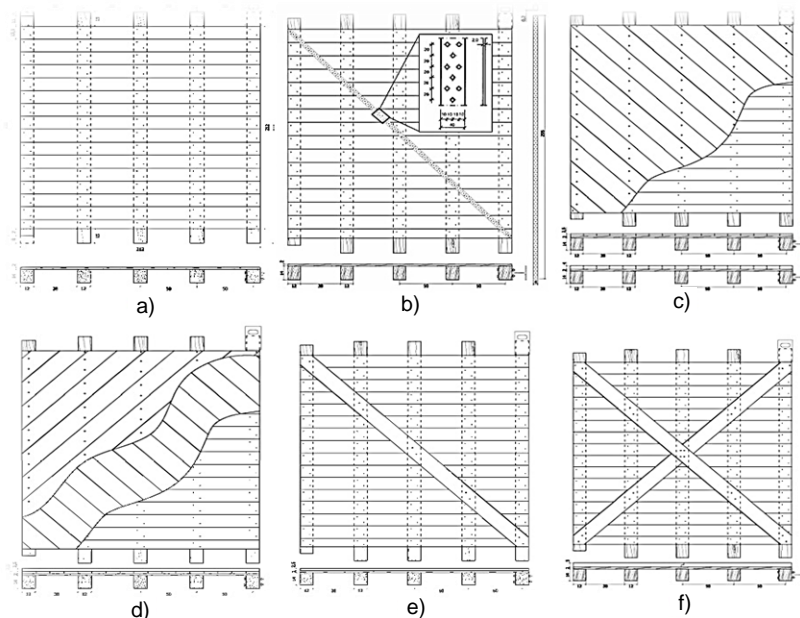
Amostra	Modo de falha	Carregamento máximo (N)	Deslocamento (mm)
NF-SM1	2 pregagens arrancadas	6672	15.2 – 33.0
NF-SM2	2 pregagens arrancadas	8228,8	10.2 – 15.2
NF-SC1	2 pregagens arrancadas	7828,48	13.7 – 14.5
NF-SC2	2 pregagens arrancadas	5826,88	13.5 – 19.0
NF-SC3	2 pregagens arrancadas	8406,72	9.1 – 10.7
NF-SC4	2 pregagens arrancadas	6672	25.4 – 45.7
NF-SC5	1 pregagem arrancada, 1 saltou	5826,88	24.9 – 40.9
NF-DC1	1 pregagem arrancada até meio	7561,6	3.1 – 4.6
NF-DC2	2 pregagens arrancadas	8451,2	10.2 – 11.4
N-SM1	2 pregagens saltaram	6738,72	35.6 – 68.6
N-SM2	1 pregagem arrancada, 1 saltou	7116,8	12.7 – 40.6
N-SC1	2 pregagens arrancadas	5782,4	19.0 – 23.4
N-SC2	2 pregagens arrancadas	7561,6	13.7 – 19.3
N-SC3	2 pregagens arrancadas	6583,04	17.0 – 24.4
N-DC1	2 pregagens arrancadas	6093,76	14.2 – 19.3

3.9 Reforço dos pisos de madeira para melhoria sísmica dos edifícios antigos de alvenaria (Valluzzi et al., 2010)

Um programa experimental foi concebido na Universidade de Pádua, ao fim de avaliar o comportamento no plano de pisos de madeira tradicionais originais e reforçados. Os provetes construídos para o ensaio tinham todos o mesmo tamanho, 2,2 m x 2,2 m, constituídos por vigas de madeira unidireccionais, com 12 x 14 cm² de secção, sobre as quais apoia o soalho de madeira, com 135 x 20 mm² de secção. Foram construídos dois modelos base sem reforço, o modelo

FMSB para o qual o soalho foi apenas pregado às vigas de madeira e o modelo *FM* para o qual foi usado um sistema de encaixe macho-fêmea entre as tábuas do soalho. A partir dos modelos base foram concebidos seis modelos com as seguintes técnicas de reforço:

- Modelo *FMSD*, que consiste na colocação de uma tira metálica, cravada na diagonal ao pavimento, como se pode observar na fig. 3.15 b);
- Modelo *FM + 45° SP (A)*, consiste na colocação de uma segunda camada de soalho, desviada à 45° em relação à camada base, com 150 × 25 mm² de secção e aparafusado as vigas de madeira, fig. 3.15 c);
- Modelo *FM + 45° SP (B)*, este modelo é semelhante ao anterior com a diferença de apresentar um sistema de encaixe macho-fêmea, fig. 3.15 c);
- Modelo *FM ± 45° DP (A)*, este modelo de reforço consiste na colocação de duas camadas de soalho, uma com + 45° em relação à camada base, outra com – 45° em relação à camada base. Para a união entre as tábuas do soalho foi utilizado o sistema macho-fêmea, fig. 3.15 d);
- Modelo *FMWD (D)*, este modelo baseia-se na aplicação de uma chapa metálica com 40 mm de largura e 2 mm de espessura, na diagonal ao soalho e fixada às vigas através de parafusos, fig. 3.15 e);
- Modelo *FMWD (E)*, modelo idêntico ao anterior com a particularidade de serem utilizadas duas chapas, uma em cada diagonal, fig. 3.15 f).



a) modelo base FM e FMSB; b) modelo reforçado FMSD; c) modelos reforçados FM+45°SP (A) e (B); d) modelo reforçado FM ± 45°DP; e) modelo reforçado FMWD (D); f) modelo reforçado FMWD (E)

Fig. 3.15 – Representação esquemática dos modelos ensaiados (Valluzzi et al., 2010).

Os testes monolíticos realizados nas amostras *FMSB* e *FM* para determinar o comportamento dos pisos de madeira não reforçados, evidenciaram valores baixos de resistência quando comparados com alguns modelos reforçados. Em ambos os modelos não reforçados o mecanismo de falha observado foi a rotação das vigas em relação ao soalho. No entanto o atrito provocado pela ligação macho-fêmea mostrou algumas melhorias. Em ambos os modelos reforçados com chapa na diagonal, o mecanismo de falha identificado foi a cedência dos parafusos. Na fig. 3.16 é indicado o diagrama força-deslocamento dos ensaios realizados em todas as amostras.

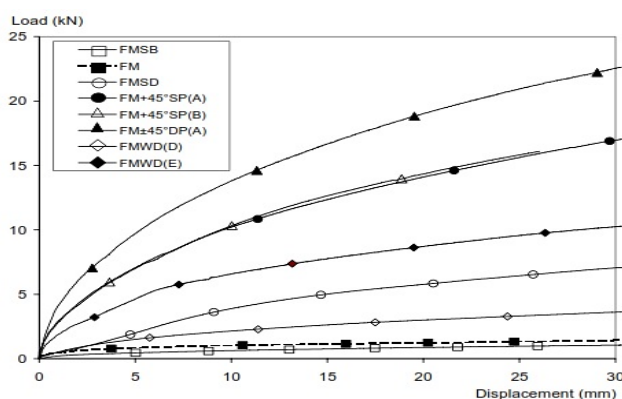
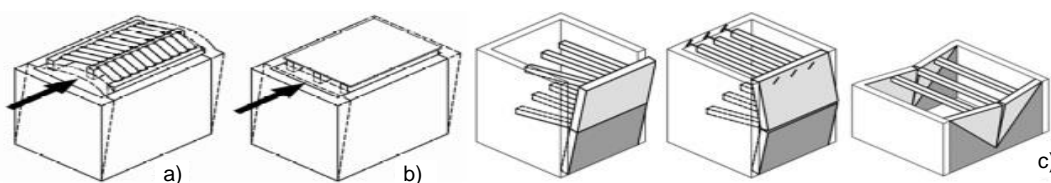


Fig. 3.16 – Diagrama força-deslocamento com os resultados dos ensaios experimentais (Valluzzi et al., 2010).

3.10 A importância do plano de rigidez dos pavimentos no comportamento sísmico em edifícios antigos (Piazza et al., 2008)

A falta de rigidez dos pavimentos ou as ligações inadequadas entre as paredes e os pavimentos podem originar diferentes modos de colapso das paredes, fig. 3.17 c). No entanto, considerando que o diafragma horizontal é perfeitamente rígido e as ligações entre as paredes e o pavimento são corretamente asseguradas, a carga sísmica pode ser totalmente transmitida às paredes paralelas à ação horizontal, proporcionando uma melhor resposta do edifício perante uma ação horizontal, fig. 3.17 b).



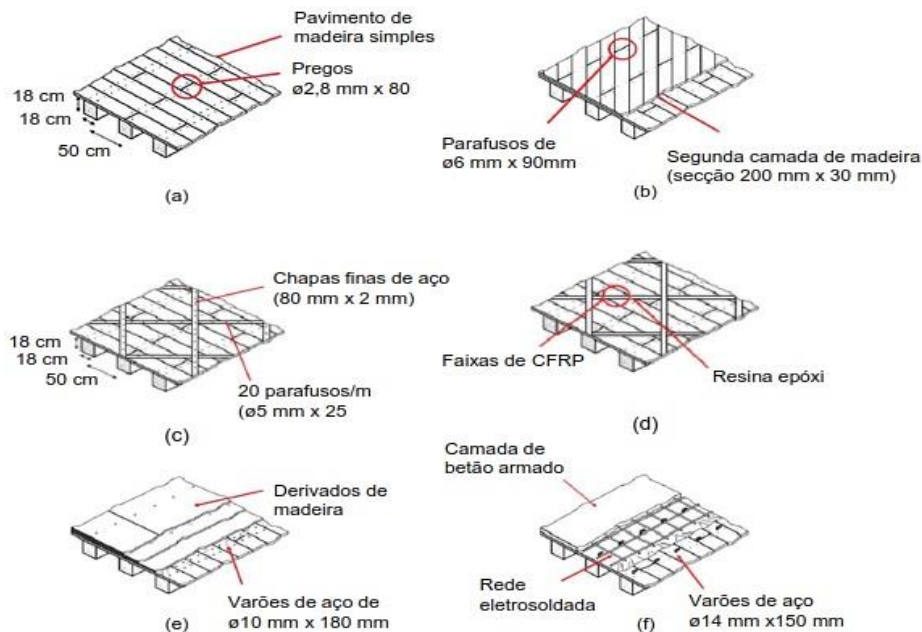
a) rigidez insuficiente do plano horizontal que constitui o pavimento provoca derrubamento das paredes; b) diafragma suficientemente rígido permitindo a transmissão das cargas horizontais; c) alguns exemplos de comportamento de edifícios sujeitos a ação sísmica

Fig. 3.17 – Comportamento de um edifício perante a atuação de um sismo (Piazza et al., 2008).

Para o trabalho experimental foram realizados dois tipos de ensaio, monolíticos e cíclicos. Os ensaios monolíticos foram realizados em amostras de pequena dimensão ($1 \times 2 \text{ m}^2$) e os ensaios cíclicos foram realizados em amostras a escala real ($4 \times 5 \text{ m}^2$). Inicialmente foram

construídos 6 modelos base, fig. 3.18 a), constituídos por vigas de madeira com a secção de 18 x 18 cm² espaçadas de 50 cm, sendo posteriormente assente sobre as vigas o soalho de madeira com 3 cm de espessura e pregado com 4 pregos em cada viga. A partir dos modelos base foram construídos 5 modelos reforçados com as seguintes técnicas de reforço:

- Sobre o soalho é aplicada uma segunda camada de tábuas de madeira, com um desvio de 45° em relação à primeira, fixadas às vigas com parafusos de aço Ø 6mm, fig. 3.18 b);
- Chapas finas de aço, com 80 mm de largura e 2 mm de espessura, são colocadas a 45° sobre o soalho de madeira e aparafusadas com 20 parafusos por metro, fig. 3.18 c);
- Tiras de CFRP, com 50 mm de largura e 1.4 mm de espessura, colocadas sobre o soalho na diagonal e coladas com resinas epoxídicas, fig. 3.18 d);
- Três camadas de contraplacado de madeira são coladas, com cola de poliuretano, sobre o soalho e ligadas às vigas de madeira através de conetores de aço Ø 10 mm colados com resina epoxídica, fig. 3.18 e);
- Uma camada de betão armado com 50 mm de espessura é colocada sobre o soalho de madeira e ligada às vigas através de conetores de aço em forma de “L”, fig. 3.18 f).



a) modelo base; b) reforço com uma segunda camada de tábuas ; c) reforço com chapas finas de aço; d) aplicação de faixas de CFRP; e) aplicação de três camadas de contraplacado de madeira; f) reforço com uma camada de betão armado.

Fig. 3.18 – Soluções de reforço de pavimentos utilizadas no trabalho experimental (adaptado de Piazza et al.,2008).

A utilização de modelo à escala real foi muito importante visto que forneceu valores de rigidez muito superiores em relação aos modelos à escala reduzida, para as técnicas de reforço

apresentadas. Os valores, apresentados na fig. 3.19, permitem afirmar que a utilização de provetes à escala real é a solução mais indicada para determinar a rigidez dos pavimentos.

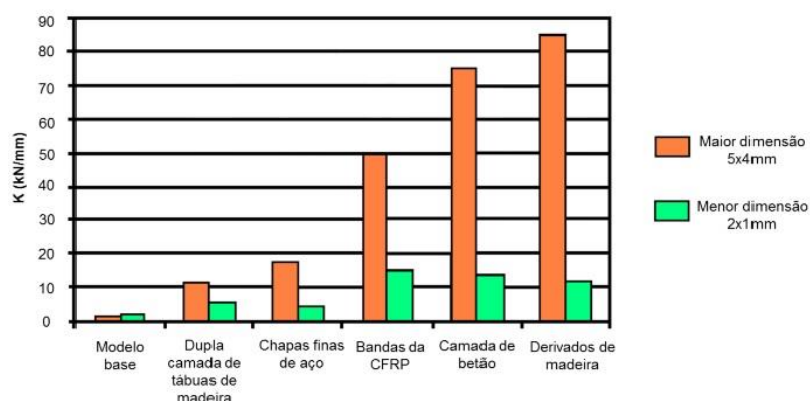


Fig. 3.19 – Resultados dos ensaios para a determinação de rigidez “K” (adaptado de Piazza, et al., 2008)

Dos resultados apresentados pode-se concluir que a solução de reforço com três camadas de contraplacado de madeira apresenta a maior rigidez, semelhante à solução de reforço com camada de betão armado. A solução com dupla camada de tábuas apresenta a menor rigidez, apresentando contudo, melhorias consideráveis em relação à solução base. A solução que utiliza o contraplacado de madeira pode ser considerada a melhor solução mesmo quando comparada com a solução de reforço com betão armado sobre o pavimento existente, pois esta provoca um aumento de peso considerável ao edifício que pode levar ao colapso em caso de atuação de um sismo.

3.11 Trabalhos de investigação no âmbito das ligações parede/pavimento realizados no DEC FCT UNL

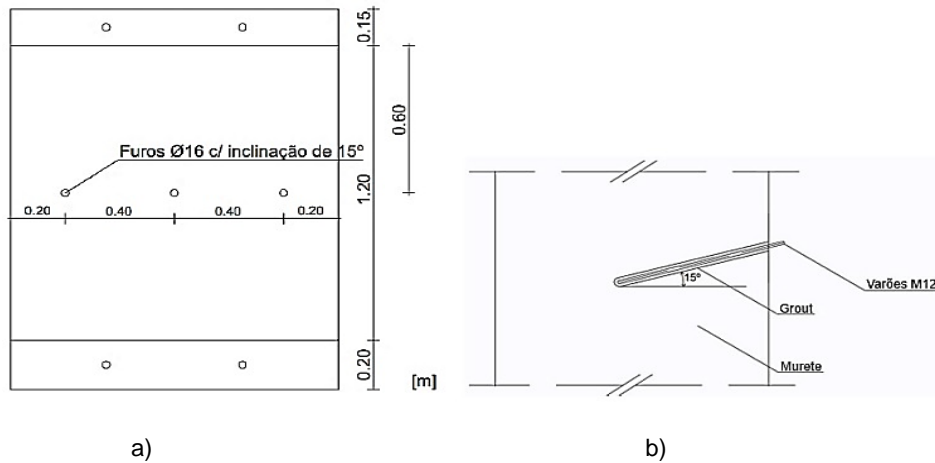
3.11.1 Ligação parede/pavimento com pregagens para reabilitação de edifícios antigos (Martins, 2014)

No trabalho experimental sobre ligações pavimento/parede com pregagens para reabilitação de edifícios antigos foram realizados três ensaios experimentais com muretes construídos em 2010, no seguimento da tese de doutoramento de (Pinho, 2007).

Os muretes utilizados no trabalho experimental apresentavam uma superfície em alvenaria na zona superior foi então necessário colocar um lintel de betão armado para que houvesse uma distribuição uniforme das cargas verticais. Para regularizar a superfície do murete na zona de apoio à cantoneira e para garantir a ligação ao lintel, foi usado o gesso.

O murete foi colocado no pórtico do sistema de ensaio, para que o cilindro hidráulico ficasse centrado com o murete. Posteriormente foram feitos 3 furos com 16 mm de diâmetro, 300 mm de profundidade e inclinação de aproximadamente 15°. Seguidamente foram colocados varões e por ultimo, injetaram-se por gravidade 4 Kg de *grout* da marca *Sika* (*Sikagrout -213*)

para 1000 ml de água. Na fig. 3.20 pode observar-se a representação esquemática dos furos e dos varões de aço. A furação foi realizada de modo a coincidir com os furos existentes na cantoneira.



a) representação dos furos no murete; b) representação da colocação dos varões M12

Fig. 3.20 – Representação esquemática do murete com os furos (Martins, 2014).

Na fase seguinte foi feita uma camada de regularização em gesso que serviu de apoio à cantoneira. Esta camada de regularização foi necessária uma vez que o murete apresentava uma superfície irregular. Ainda com a camada de gesso fresca, foi posicionada a cantoneira e apertada contra o material de preenchimento, com o auxílio de porcas e anilhas. Na fig. 3.21 é indicada a cantoneira utilizada para este ensaio e as respetivas dimensões.

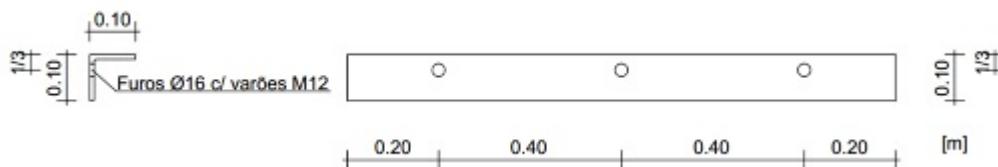


Fig. 3.21 – Representação esquemática da cantoneira utilizada no trabalho experimental (Martins, 2014).

No ensaio experimental foi utilizada uma viga metálica, para simular o pavimento, apoiada na cantoneira e na extremidade oposta apoiada sobre uma célula de carga. A viga metálica foi carregada a meio vão através de um cilindro hidráulico. Antes de se iniciar o ensaio, o murete foi carregado na parte superior com uma carga de 0.25 MPa. O sistema de ensaio é apresentado na fig. 3.22.

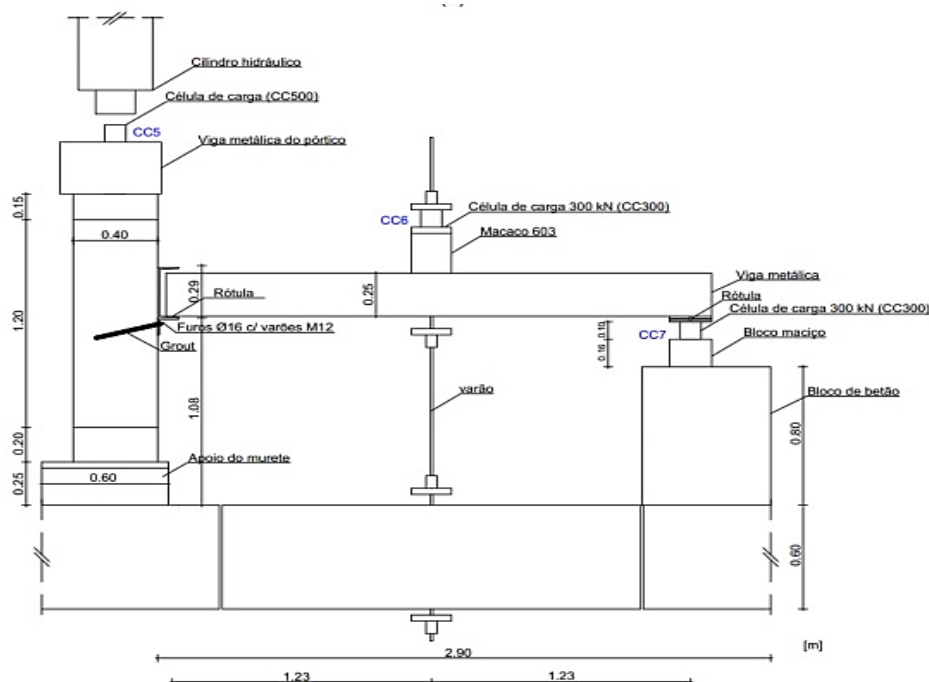


Fig. 3.22 – Representação esquemática da instrumentação de ensaio (Martins, 2014).

Durante a realização do ensaio foram registados os valores necessários para a determinação da força aplicada na cantoneira. Os valores resultantes do ensaio da ligação parede/pavimento são apresentados na tabela 3.5.

Tabela 3.5 – Valores da força máxima aplicada na cantoneira (Martins, 2014).

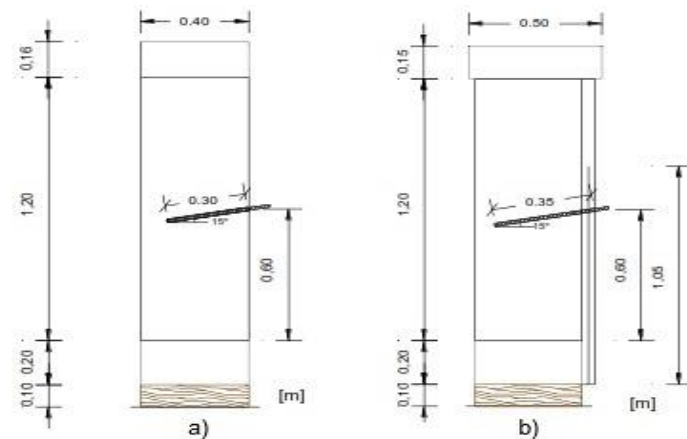
Ensaio M15	CC6 (kN)	CC7 (kN)	Força máxima aplicada na cantoneira (kN)
Carregamento	28,0	14,1	15,8
1ª Recarga	24,9	12,5	14,2
2ª Recarga	22,7	11,3	13,3

3.11.2 Ligação pavimento/parede de edifícios antigos. Ensaio e verificações de projeto (Simões, 2015)

No presente trabalho de investigação foram utilizados dois muretes para ensaiar a ligação pavimento, em cada um foram efetuados dois ensaios em dois níveis, um primeiro a 60 cm da base inferior e um segundo a 30 cm da base inferior. No primeiro murete ensaiado *M209* após a colocação do lintel na parte superior, utilizando gesso, foram efetuados 3 furos em cada nível, com 300 mm de profundidade, 16 mm de diâmetro e com inclinação de 15°. Houve alguma dificuldade em garantir a inclinação de 15° devido à irregularidade da face do murete. Em seguida injetaram-se por gravidade, 4 Kg de *grout* da marca *Sika* (*Sikagrout -213*) para 1000 ml de água

e imediatamente foram colocados os varões roscados M12. Em seguida procedeu-se à regularização da superfície do murete na zona de apoio da cantoneira, sendo que para o nível superior foi utilizado gesso e para o nível inferior foi utilizada uma argamassa de cimento com traço volumétrico 1:1:1 (cimento: areia de rio: areia amarela). Para o aperto das porcas foi utilizada uma chave dinamométrica e foi aplicado um momento torsor de 1kg.m.

No segundo murete *M213*, após a colocação do lintel, com utilização de gesso, foi aplicada uma lâmina de microbetão, com 50mm de espessura, na face onde será feita a ligação parede/pavimento. Em seguida iniciou-se a furação, a injeção do *grout* e a colocação dos varões roscados, idêntico ao murete *M209* mas com uma profundidade de 350mm, como se pode observar na fig.3.23. Devido a irregularidade do microbetão foi necessário aplicar uma camada de argamassa, idêntica a utilizada no murete *M209*, com 10mm de espessura na zona de apoio da cantoneira. O aperto da cantoneira também aqui foi com o auxílio de uma chave dinamométrica e foi aplicado um momento torsor de 1kg.m.



a) representação esquemática do murete *M209*; b) representação esquemática do murete *M213*

Fig. 3.23 – Representação esquemática dos muretes (Simões, 2015).

O mecanismo do sistema de ensaio foi idêntico ao utilizado por (Martins, 2014) apresentada na fig. 3.22. Os resultados dos ensaios da ligação parede/pavimento, realizados nos muretes *M209* e *M213*, são apresentados na tabela 3.6

Tabela 3.6 – Resultados dos ensaios obtidos da ligação parede/pavimento (Simões, 2015).

Muretes	Níveis	Célula de carga CC6 (kN)	Célula de carga CC7 (kN)	Força máxima aplicada na cantoneira (kN)
Murete M209	Superior	23,3	11,5	13,63
	Inferior	26,0	12,8	15,07
Murete M213	Superior	62,0	30,1	33,84
	Inferior	80,8	37,4	45,29

Capítulo 4

Casos de Estudo

4.1 Considerações gerais

No presente capítulo são apresentados dois casos de estudo de edifícios antigos situados na zona de Lisboa, em processo de reabilitação, analisados durante a elaboração da presente dissertação. Os projetos de reabilitação destes edifícios foram desenvolvidos pela empresa A2P. Este capítulo tem como objetivo analisar os casos práticos do reforço da ligação parede/pavimento semelhante à analisada no trabalho laboratorial desta dissertação. Durante este processo, teve-se acesso aos projetos de reforço sendo também possível visitar as obras durante o processo de reabilitação. Os projetos de reabilitação analisados envolvem a reabilitação total dos edifícios e o reforço de diferentes elementos estruturais. No entanto para o presente trabalho, só foram analisadas as soluções de reforço das ligações parede/pavimento e as ligações por pregagem em paredes de alvenaria de pedra.

O dimensionamento das pregagens, nos casos de estudo analisados, foi realizado considerando que o comportamento das pregagens nas paredes de alvenaria de pedra é similar ao comportamento das pregagens numa parede de betão de fraca qualidade com cerca de 1,0 MPa (de resistência à compressão). Para os ferrolhos com \varnothing 12 mm (caso idêntico ao estudado na presente dissertação), inseridos em furos com \varnothing 24 mm, injetados com *grout*, foi estimada uma resistência ao corte de aproximadamente 3,75 kN e para os varões com \varnothing 16 mm inseridos em furos \varnothing 32 mm, foi estimada uma resistência ao corte de cerca de 6,5 kN.

4.2 Edifício da Avenida Duque de Loulé

O edifício em análise situa-se na Avenida Duque de Loulé nº 86, na freguesia de Arroios e Santo António, em Lisboa, como se pode verificar na fig. 4.1. O edifício foi construído no início do séc. XX, ano de 1904.



Fig. 4.1 – Planta de localização do edifício em estudo.

Este edifício apresenta uma planta retangular de 30x25 m² e possui um piso térreo com 5 pisos elevados. Este edifício construído no início do séc. XX enquadra-se na tipologia dos edifícios Gaioleiros, sendo que as características desses edifícios foram apresentadas no capítulo 2. O edifício apresentava problemas graves devido à falta de manutenção que promoveu a entrada de água no interior do edifício provocando degradação da estrutura de madeira presente no edifício, essencialmente na estrutura horizontal que constitui os pavimentos. Outro problema que o edifício apresentava relaciona-se com a falta de ligação entre os elementos estruturais, por exemplo as ligações parede/pavimento e as ligações entre paredes ortogonais. Estes problemas são relacionados com as características construtivas deste tipo de edifícios que apresentam fraca capacidade de resposta às ações sísmicas. O projeto de reabilitação tem por base soluções de reforço de elementos construtivos bem como melhorias do comportamento global do edifício, que consistem no reforço das ligações entre os elementos estruturais e também o aumento de rigidez dos pavimentos.

4.2.1 Reforço das ligações parede/pavimento

Nos casos onde se manteve as vigas de madeira que constituem o pavimento, o reforço da ligação parede/pavimento foi realizado através de uma cantoneira (L120x120x10mm com furos de Ø 18 mm espaçados de 40 cm), ancorada à parede através de pregagens com varões roscados Ø 16 mm inseridos em furos, com inclinação de 15°, com diâmetro Ø 32 mm e injetados com *grout* sobre pressão. Nas paredes exteriores, a cantoneira é apoiada sobre uma lâmina de microbetão, concebida para o reforço das paredes. Nos restantes casos foi executada uma camada de reboco armado, com 50 cm de altura e 3 cm de espessura, reforçado com rede metálica. A ligação entre a cantoneira e as vigas de madeira foi feita através de parafusos auto-roscantes M10. Na fig. 4.2 é apresentada a solução encontrada no projeto para o reforço da ligação parede/pavimento.

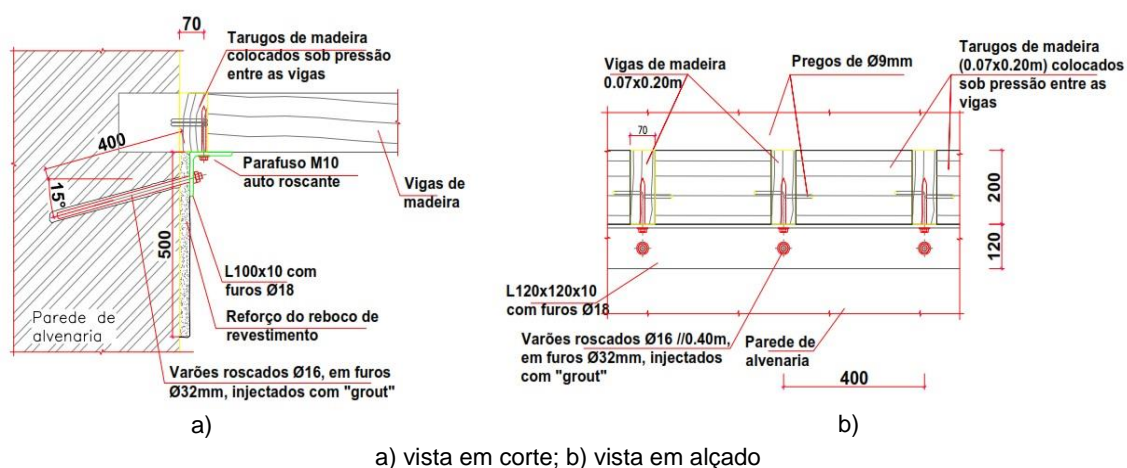
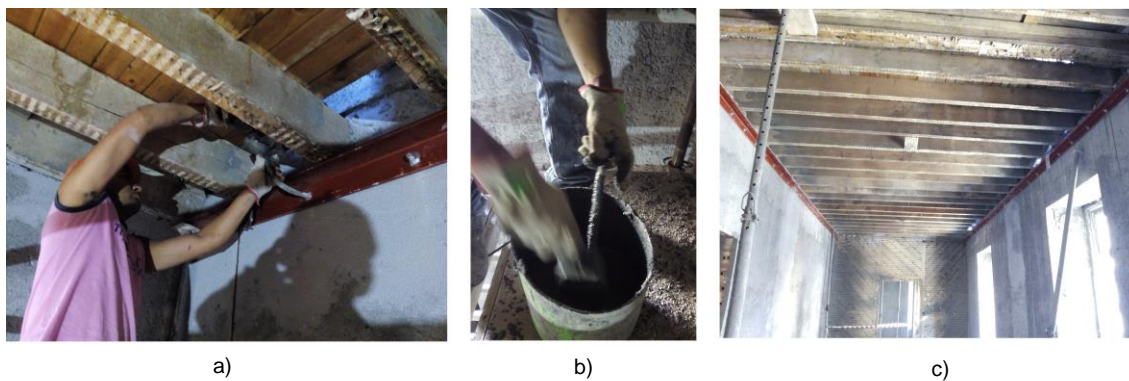


Fig. 4.2 – Ligação parede de alvenaria pavimento de madeira (A2P).

Os trabalhos de reforço das ligações parede/pavimento iniciaram-se com a marcação da cota prevista para a colocação da cantoneira, sendo que em seguida a cantoneira foi posicionada e iniciou-se a furação da parede (com broca diamantada Ø 18mm), utilizando a cantoneira como

guia para a furação. Em seguida a cantoneira foi retirada para possibilitar a furação com broca $\varnothing 28$ mm e novamente recolocada após a furação. Iniciou-se a preparação do *grout*, utilizando para a mistura uma misturadora elétrica. Após a preparação, o *grout* foi injetado graviticamente nos furos, utilizando uma mangueira de 35 cm de comprimento, com um funil na extremidade, como se pode observar na fig. 4.3 a). Após o preenchimento do furo, o varão foi mergulhado no *grout* e de seguida introduzido no furo, fig. 4.3 b).

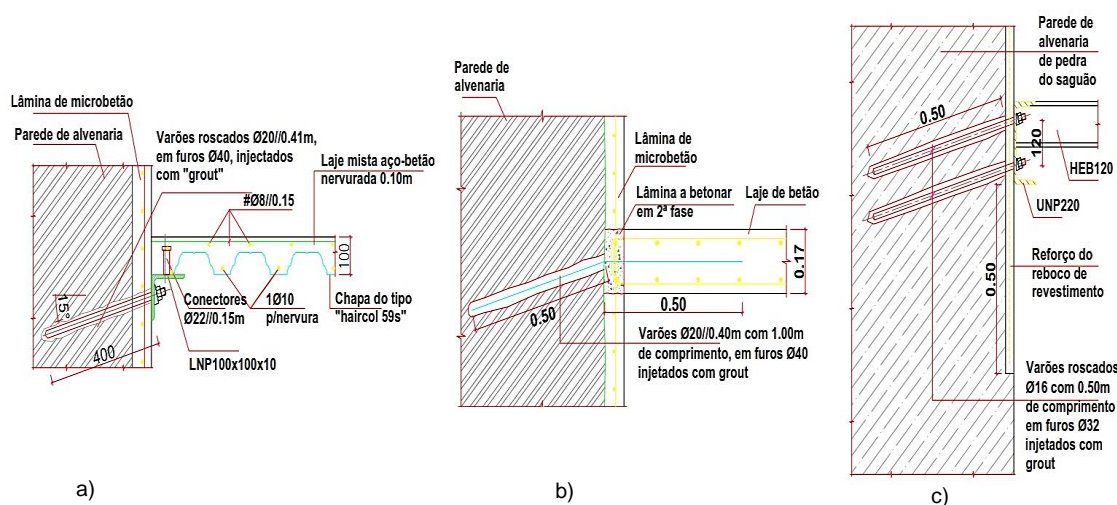


a) injeção do *grout*; b) colocação de *grout* sobre o varão; c) aspeto final

Fig. 4.3 - Execução dos trabalhos de reforço da ligação parede/pavimento.

4.2.2 Outras soluções de reforço com pregagens

A utilização de ferrolhos metálicos ancorados às paredes de alvenaria é um método muito frequente encontrado na análise do projeto. Esta técnica pode ser encontrada em diversas situações de ligação entre elementos estruturais às paredes de alvenaria. Os casos da aplicação de ferrolhos metálicos para a ligação de elementos estruturais às paredes de alvenaria, encontrados no presente caso de estudo são: a ligação das lajes mistas aço-betão às paredes de alvenaria fig. 4.4 a), ligação de vigas metálicas as paredes de alvenaria fig. 4.4 b), ligação laje de betão armado as paredes de alvenaria fig. 4.4 c).



a) ligação parede/laje colaborante; b) ligação parede/laje maciça; c) ligação parede/vigas metálicas.

Fig. 4.4 – Exemplos de ligações com ferrolhos metálicos aplicadas no edifício em estudo.

4.3 Edifício da Rua Nova de Almada

O edifício em análise situa-se na Rua Nova de Almada, na zona do Chiado, Baixa de Lisboa. A construção data de 1775, e pertence ao conjunto de edifícios construídos após o terramoto de 1755, denominados pombalinos. Na fig. 4.5 está indicada a localização do edifício.

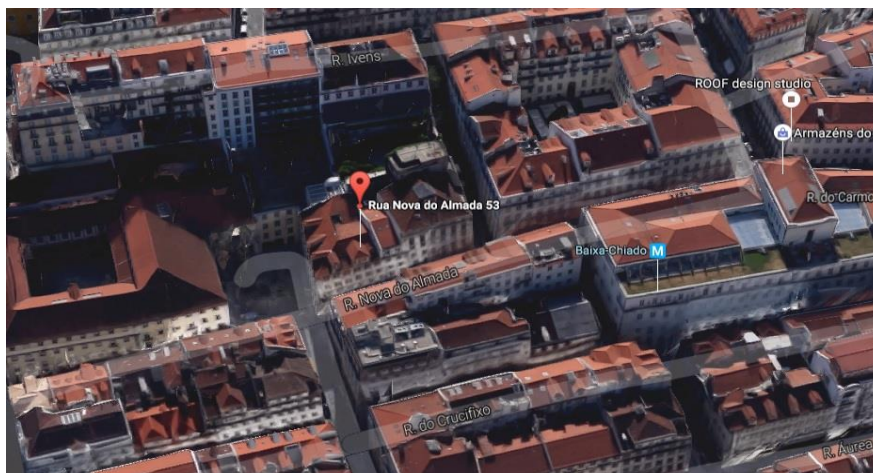


Fig. 4.5 – Planta de localização do edifício em estudo.

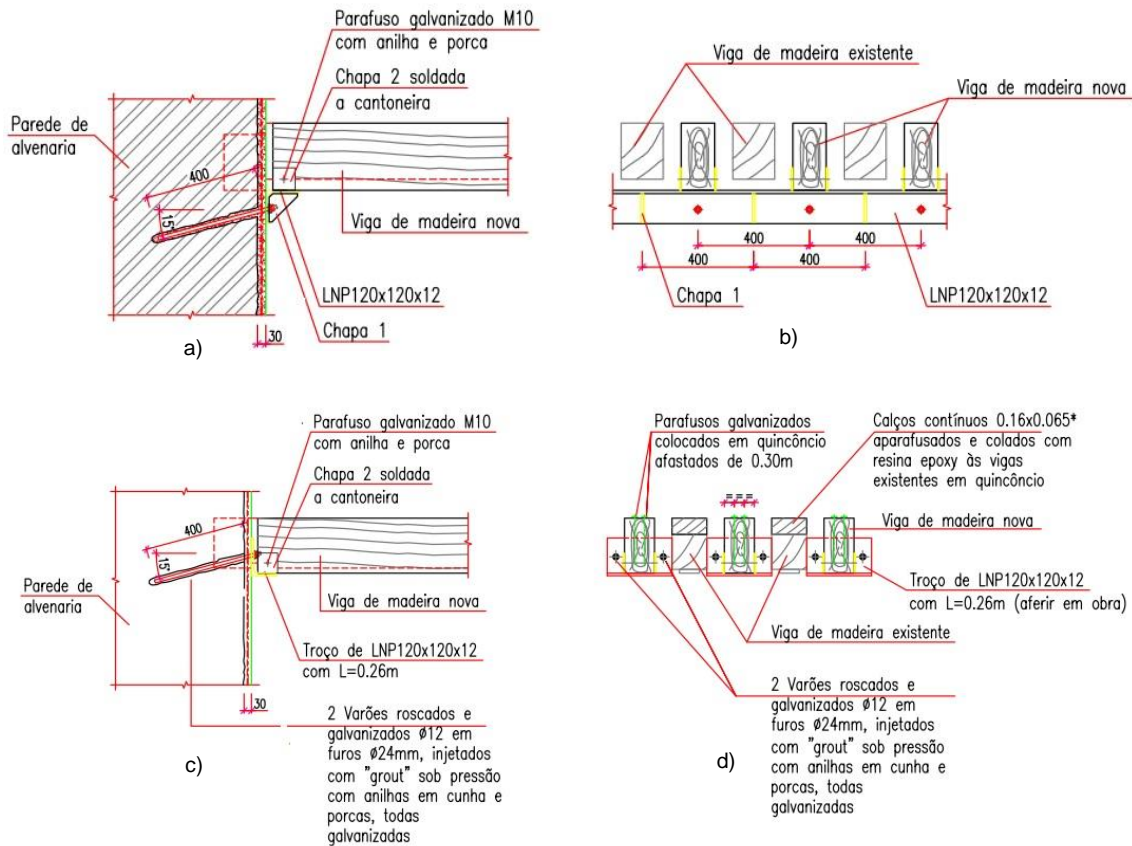
O edifício em estudo apresenta uma construção tipicamente pombalina, tendo sido possível durante as visitas à obra observar elementos construtivos que são característicos da construção pombalina. Elementos como as paredes de frontal, a estrutura tridimensional da gaiola pombalina e a cruz de Santo André entre outros sendo que a descrição deste tipo de edifícios e as suas características foram mencionadas no capítulo 2. O edifício antes da intervenção, apresentava problemas relacionados com a falta de manutenção, que provocaram degradação dos elementos estruturais de madeira, e também problemas relacionados com intervenções anteriores que levaram ao corte de nembros e paredes resistentes interiores.

O projeto de reabilitação tem em vista criar espaços de comércio no rés-de-chão e zona de habitação nos pisos superiores. As intervenções previstas têm como objetivo o reforço de vários elementos estruturais e de melhoria do comportamento global do edifício face as ações sísmicas. Durante as visitas à obra foram observadas as diversas fases construtivas que envolvem reparação e reforço de diferentes elementos construtivos. No entanto no âmbito desta dissertação, apenas são apresentadas as soluções de reforço das ligações parede/pavimento e outras ligações (com ferrolhos), entre paredes de alvenaria e elementos estruturais.

4.3.1 Reforço das ligações parede/pavimento

Para a intervenção de reforço das ligações parede/pavimento no projeto entregue em obra, estava prevista a colocação de uma cantoneira metálica (L120×120×12 mm³), na zona de apoio das vigas de madeira e ancorada à parede através de ferrolhos metálicos inclinados a 15°.

Os ferrolhos previstos apresentavam $\varnothing 16$ mm com 40 cm de comprimento, que seriam inseridos em furos $\varnothing 32$ mm injetados com *grout* sobre pressão, como se pode observar na fig. 4.6.



a) reforço com cantoneira contínua ao longo da parede; b) vista em corte; c) reforço com cantoneira por troços; d) vista em corte

Fig. 4.6 – Reforço da ligação das paredes de alvenaria com o pavimento de madeira (A2P).

Com o início dos trabalhos foram encontradas diversas dificuldades relacionadas com o processo de execução dos trabalhos, sendo que a principal dificuldade estava relacionada com o facto da posição dos furos da cantoneira coincidirem com a posição das vigas de madeira, o que impossibilita a execução dos furos com inclinação de 15° . A solução encontrada para a resolução do problema foi substituir o *grout* por bucha química da marca *Hilti* e executar os furos perpendiculares à parede. O processo de execução inicia-se com o posicionamento da cantoneira, previamente perfurada em oficina.

Em seguida são executados os furos, com broca diamantada $\varnothing 16$ mm das extremidades da cantoneira onde são inseridas duas buchas mecânicas da marca *Hilti*. De seguida são efetuados os restantes furos onde é colocada a bucha química e posteriormente os varões roscados $\varnothing 12$. Na fig. 4.7 é apresentado o processo de execução dos trabalhos.

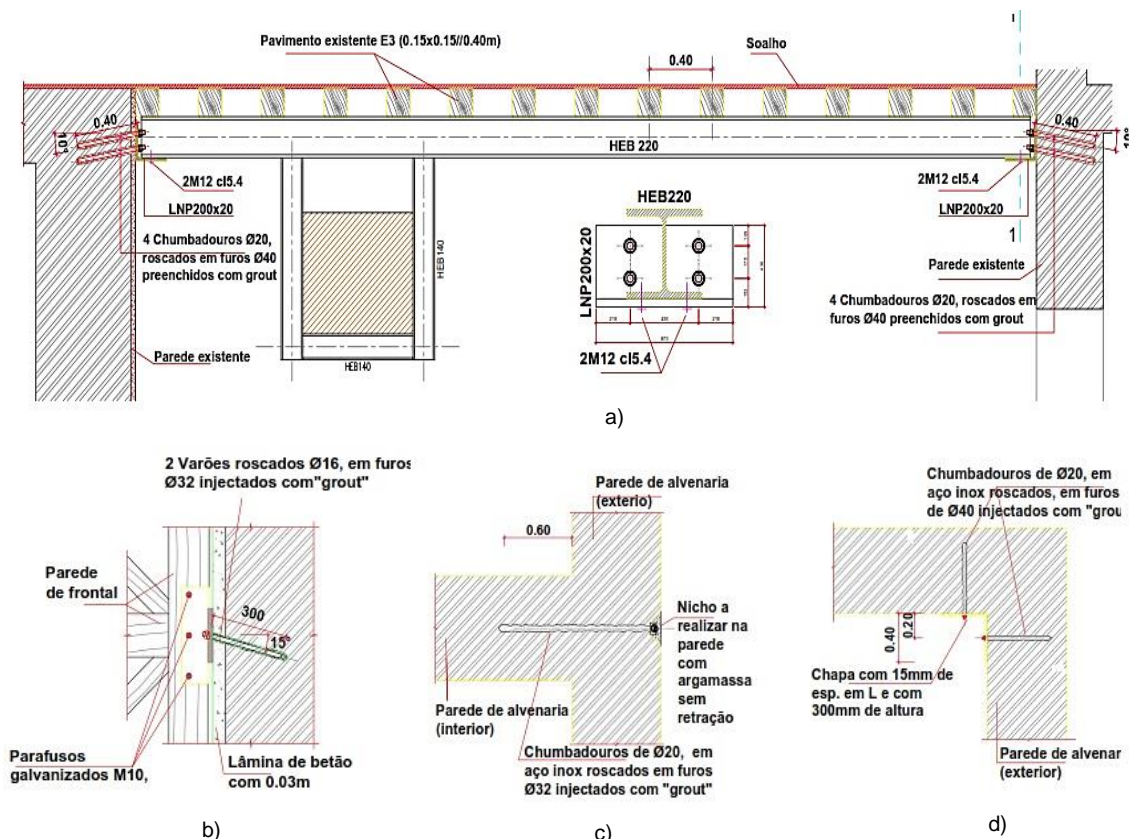


a) furação da parede; b) buchas mecânicas para a fixação da cantoneira; c) injeção da bucha química

Fig. 4.7 - Execução dos trabalhos de reforço da ligação parede pavimento.

4.3.2 Outras soluções de reforço com pregagens

A utilização de pregagens em paredes de alvenaria foi a solução aplicada em diversos casos para se efetuar a ligação entre elementos estruturais e paredes de alvenaria. Os casos de aplicação de ferrolhos metálicos, utilizados para resolver problemas de ligação entre elementos estruturais e paredes de alvenaria, ou reforço de ligações entre paredes de alvenaria ortogonais são: a ligação do patamar das escadas às paredes de alvenaria, ligação de vigas metálicas às paredes de alvenaria; ligação das lajes mistas às paredes de alvenaria; ligação das paredes de frontal às paredes de alvenaria e ainda ligação entre as paredes exteriores ortogonais. Na fig. 4.8 é possível observar as soluções construtivas que utilizam ferrolhos metálicos.



a) ligação estrutura metálica às paredes de alvenaria; b) ligação da parede de frontal à parede de alvenaria; c) ligação parede interior com à parede exterior; d) ligação entre paredes exteriores

Fig. 4.8 – Exemplos de ligação às paredes de alvenaria com utilização de ferrolhos metálicos caso II.

4.4 Dificuldades encontradas no processo de execução

Durante o processo de acompanhamento da evolução dos casos de estudo foram observadas algumas dificuldades de aplicação em ambiente de obra. As principais dificuldades encontradas relacionaram-se com a execução dos furos inclinados a 15°, injeção do *grout* e a colocação da cantoneira.

Como a cantoneira foi perfurada previamente em oficina, com furação espaçada de 40 cm, por vezes o posicionamento dos furos da cantoneira coincidiram com a posição do vigamento existente, o que impossibilitava a realização dos furos inclinados. Como a injeção do *grout* foi realizada com a cantoneira posicionada, o que restringiu o diâmetro da mangueira utilizada na injeção do *grout* ao diâmetro dos furos da cantoneira, sendo estes inferiores aos diâmetros dos furos previstos nas paredes. Em consequência como o diâmetro da mangueira foi reduzido ao diâmetro dos furos da cantoneira tornou-se muito difícil a injeção do *grout*. Uma outra solução testada, que consiste na realização dos furos seguidos da injeção do *grout* e colocação dos varões e por fim a colocação da cantoneira mostrou-se um processo quase impossível, visto que a posição final dos varões não coincidia na perfeição com a furação da cantoneira.

Uma das soluções encontradas para ultrapassar estas dificuldades no processo de execução, foi substituir o *grout* por uma bucha química, possibilitando assim a realização de furos horizontais e uma maior facilidade de aplicação.

Os principais erros encontrados no processo de execução das ligações parede/pavimento que utilizam pregagens com *grout*, são os seguintes: a adição excessiva de água na amassadura do *grout* para conferir-lhe uma maior fluidez; a realização dos furos nas paredes com diâmetros e comprimentos inferiores aos previstos em projeto; realização de furos com inclinações inferiores às previstas no projeto; utilização de varões com comprimentos de cerca de 25 cm, inferiores aos definidos no projeto de 40 cm (fig. 4.9 a)); a realização de uma quantidade excessiva de furos na cantoneira (fig. 4.9 b)).



a) varões com comprimentos de 20 cm utilizados nas pregagens; b) furação excessiva da cantoneira

Fig. 4.9 – Exemplos erros encontrados na execução das ligações parede/pavimento.

Relativamente à substituição da bucha química por *grout*, o problema não está relacionado com as capacidades resistentes da bucha química, mas sim com os custos elevados associados à utilização da bucha química, tendo em conta a porosidade das paredes, a dimensão dos furos e a quantidade de material necessário para o preenchimento dos furos. Todos estes

fatores conduzem a uma redução de quantidade de bucha química aplicada de modo a ajustar os custos. Um outro fator que faz com que se desaconselhe a utilização de bucha química nas pregagens em paredes de alvenaria, relaciona-se com a falta de compatibilidade existente entre as paredes de alvenaria e a bucha química.

Os principais erros de execução nos casos de pregagens com bucha química são: a realização de furos com diâmetros e profundidades de furação inferiores ao definido em projeto; definir que uma bucha química é a quantidade suficiente para o preenchimento de 3 a 4 furos independentemente das características dos furos; e substituição de buchas químicas por buchas mecânicas para a fixação inicial da cantoneira (fig. 4.7 b)).

Capítulo 5

Trabalho experimental

5.1 Considerações gerais

No presente capítulo faz-se a descrição dos trabalhos laboratoriais efetuados como trabalhos de preparação do murete, preparação do dispositivo de ensaio, realização dos ensaios e apresentação dos resultados obtidos. Os trabalhos de preparação bem como os ensaios experimentais foram realizados no laboratório do DEC FCT UNL.

A fase de preparação do murete divide-se nas seguintes etapas:

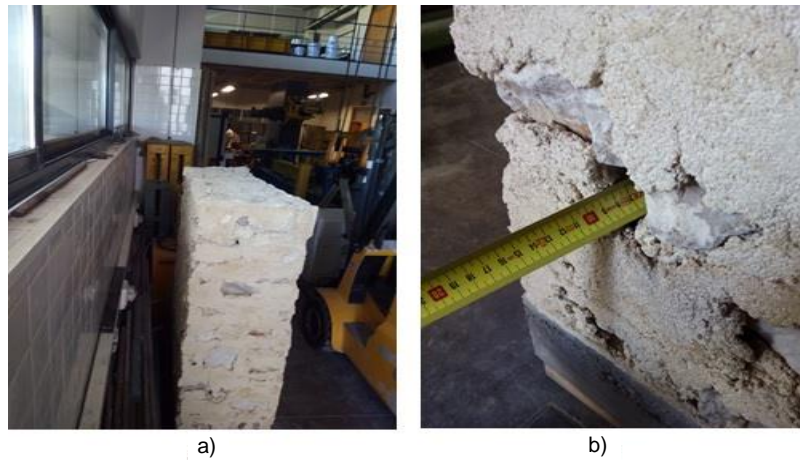
- Colocação do lintel de betão armado sobre o murete;
- Regularização da face do murete na zona de apoio da cantoneira;
- Realização dos furos nos três níveis;
- Injeção do *grout* e colocação dos varões roscados em cada nível;
- Preparação do dispositivo de ensaio;
- Colocação da instrumentação de ensaio.

O murete utilizado neste trabalho experimental faz parte de uma serie de muretes construídos em 2010, no seguimento da tese de doutoramento de Pinho, (2007). O presente trabalho faz parte de um conjunto de trabalhos experimentais realizados no DEC FCT UNL, que têm com objetivo estudar as ligações parede/pavimento.

5.2 Descrição das características do murete

O murete utilizado na presente dissertação, com a designação de M205, construído em 2010, encontrava-se protegido da radiação solar e da chuva, junto ao laboratório de estruturas do DEC. Com o auxílio do empilhador e do porta-paletes, foi transportado até ao interior do laboratório. O murete com dimensão em planta de $40 \times 120 \text{ cm}^2$ e 120cm de altura, foi construído sobre uma base de betão armado com 20cm de altura, constituído por pedra calcária (75%) e uma argamassa de assentamento (25%). A pedra calcária utilizada apresentava uma dimensão máxima na ordem de $D=25 \text{ cm}$. A argamassa de assentamento apresentava um traço volumétrico de 1:1.5:1.5 (cal aérea hidratada: areia de rio: areia de areeiro). Para garantir um melhor travamento vertical foram colocados perpianhos a $1/3$ e $2/3$ da altura do murete (Pinho, 2007).

Após a colocação do murete no interior do laboratório observou-se que este apresentava uma diminuição da espessura na zona central superior e também algumas falhas nas juntas de argamassa. Na fig. 5.1 está ilustrado o murete após ser colocado no laboratório.



a) diminuição da espessura na zona central superior do murete; b) falha na junta de argamassa

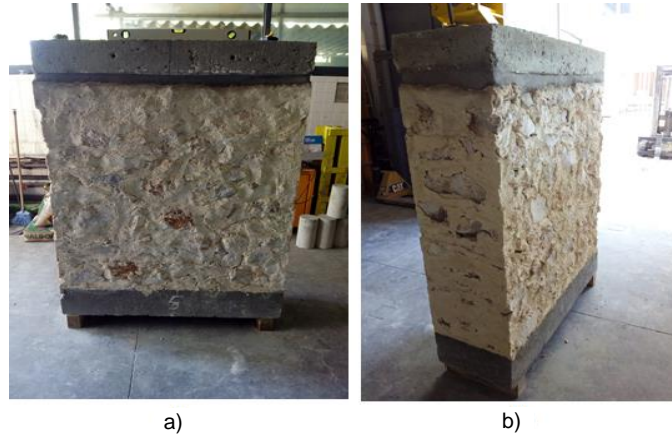
Fig. 5.1 – Murete utilizado no trabalho experimental.

5.3 Trabalhos de preparação do murete

5.3.1 Colocação do lintel

Para uma distribuição uniforme das cargas verticais aplicadas sobre o murete foi necessário utilizar um lintel de betão armado, com as dimensões em planta idênticas às da superfície superior do murete e com 15 cm de altura. Para o assentamento do lintel foi utilizada uma argamassa cimentícia com traço em massa 1:2 (cimento; areia), sendo que a areia utilizada era composta por três partes de areia de rio e uma parte areia de areeiro. A relação água/cimento utilizada para a amassadura da argamassa foi 0.27. Após a amassadura estar concluída foram retirados três provetes de argamassa que foram ensaiados aos 28 dias.

Antes da aplicação da argamassa, as superfícies do lintel e do murete foram humedecidas com água com a ajuda de uma escova. Seguidamente a argamassa fresca foi espalhada sobre a superfície do murete garantindo uma espessura mínima de 2 cm nos pontos mais altos. Em seguida colocou-se o lintel e com o martelo de borracha foram aplicadas pancadas suaves sobre o lintel até este atingir a posição horizontal. Na Fig. 5.2 é apresentado o murete com o respetivo lintel.



a) vista frontal do murete; b) vista lateral-tardo do murete

Fig. 5.2 – Murete utilizado no trabalho experimental após a colocação do lintel.

5.3.2 Medição da espessura do murete

Como o murete apresentava uma variação da espessura na zona central superior houve a necessidade de medir a sua espessura, os resultados das medições são apresentados na tabela 5.1. Nas extremidades do murete a medição foi direta, com o auxílio de uma fita métrica. No entanto, na zona central devido à falta de referência foi necessário improvisar um mecanismo em forma de *U* que permitiu de uma forma eficaz medir a espessura do murete na zona central.

Tabela 5.1 – Espessura do murete na zona central em função da altura.

Distância medida a partir da base do murete (cm)	Espessura (cm)
30	39.5
60	40
90	38
120	35.5

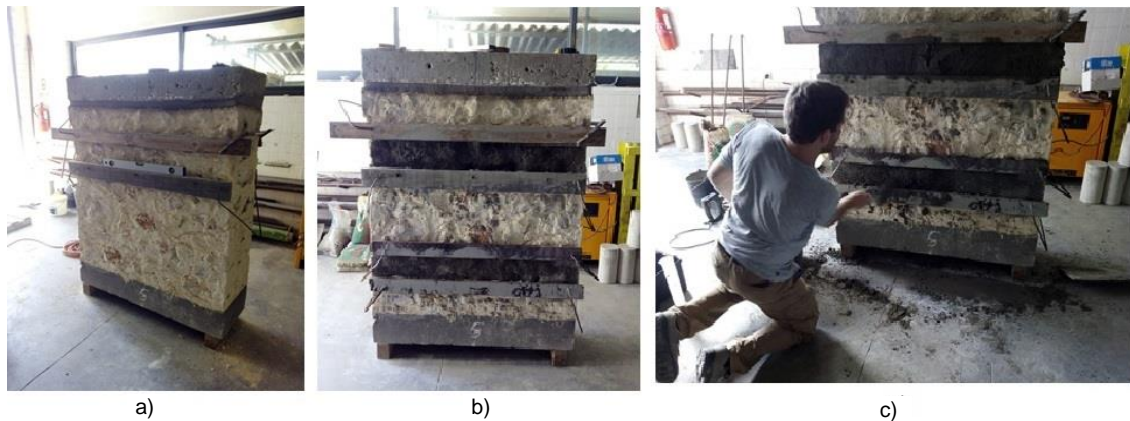
5.3.3 Execução da camada de regularização

Para uma transmissão de tensão uniforme entre a superfície da cantoneira e a superfície do murete foi necessário regularizar a superfície do murete na zona de apoio da cantoneira. Para a camada de regularização utilizou-se uma argamassa cimentícia, com traço volumétrico 1:3 (cimento: areia), com 0.02 m de espessura e armada com uma rede metálica de aço inox. Sendo a areia utilizada constituída por uma metade de areia de rio e a outra metade de areia de areeiro. O processo de execução da camada de regularização efetuou-se com base nos seguintes pontos:

- Colocação de duas tábuas de madeira a delimitar a largura da camada de apoio da cantoneira;

- Humedecimento da superfície e aplicação de uma camada promotora de aderência, crespido;
- Projeção manual da primeira camada de argamassa com uma espessura de 10 mm;
- Colocação da rede metálica de aço inox;
- Projeção manual da segunda camada de argamassa e no final, com o auxílio de uma talocha, foi conferido um aspeto plano e vertical.

Na fig. 5.3 são indicados os principais passos para a execução da camada de regularização para o apoio da cantoneira.



a) cofragem; b) após aplicação do crespido; c) projeção manual da segunda camada de argamassa.

Fig.5.3 – Execução da camada de regularização.

5.3.4 Execução das pregagens

Após 5 dias da realização da camada de regularização, com o auxílio da cantoneira, procedeu-se à marcação dos furos. O processo de furação iniciou-se com uma broca com \varnothing 8 mm, utilizando a função sem vibração. O diâmetro das brocas foi aumentado gradualmente até um \varnothing 16 mm. Para cada nível foram efetuados três furos com uma profundidade de 300 mm. Para se conseguir a furação do murete com a inclinação de 15° foi utilizado o sistema indicado na fig. 5.4.



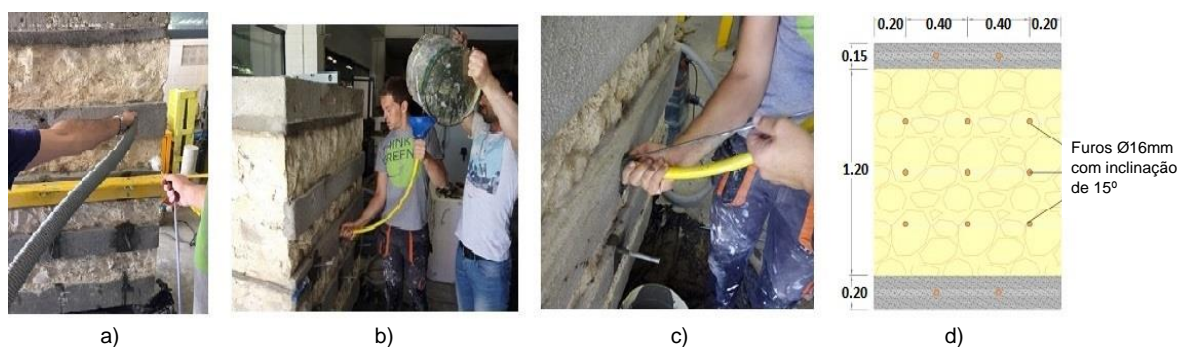
a) guia para auxílio da furação; b) furação do murete

Fig. 5.4 – Processo de furação do murete.

Após a furação dos três níveis, iniciou-se o processo de limpeza dos furos sendo para o processo utilizada uma escova circular, como se pode observar na fig. 5.5. Em seguida com o auxílio do aspirador e de uma mangueira com \varnothing 12 mm foram retiradas as partículas soltas do interior dos furos.

Após o processo de limpeza iniciou-se a preparação do *grout* (SikagROUT-213). O *grout* utilizado apresenta agregados cuja dimensão máxima é \varnothing 3 mm e foi preparado de acordo com a ficha técnica. A dosagem de água utilizada foi de 15%, sendo que para cada mistura foram utilizados 4 kg de *grout* para 600 ml de água. A injeção do *grout* foi feita graviticamente com o auxílio de um funil e uma mangueira de \varnothing 19 mm. Para garantir que os furos eram completamente preenchidos, visto que o *grout* apresentava elevada viscosidade, foi utilizado um varão de aço \varnothing 6 mm para obrigar a entrada do *grout* e garantir que não há formação do efeito de rolha. Em seguida, com o auxílio do berbequim em baixa rotação, foram colocados os varões roscados M12.

O processo de introdução dos varões foi também uma tarefa difícil, devido a dimensão dos furos e devido aos agregados do *grout*. Nos casos onde não foi possível introduzir os varões, foram repetidos os processos desde a furação até a introdução dos varões. Na fig. 5.5 é possível observar os processos de limpeza dos furos e injeção do *grout*.



a) limpeza dos furos; b) injeção do *grout*; c) pormenor da injeção do *grout*; d) representação esquemática do murete

Fig. 5.5 – Processo de injeção de *grout* e colocação dos varões.

Após 30 dias de cura do *grout* foi colocada a cantoneira e ajustada ao murete com porcas e contraporcas. Para o aperto das porcas foi utilizada uma chave dinamométrica, sendo aplicado um momento torsor de 3 kg.m. Para promover o melhor ajuste das porcas à cantoneira, foram soldadas anilhas com inclinação de 15° , permitindo assim que o aperto se desse de uma forma eficiente e evitando deslocamentos do reajuste das porcas à cantoneira. Para evitar a flexão da aba superior da cantoneira esta foi reforçada como se pode observar na fig. 5.6.



a) reforço da cantoneira; b) pormenor da anilha com inclinação de 15°

Fig. 5.6 – Cantoneira reforçada utilizada no trabalho experimental.

5.3.5 Colocação das vigas metálicas para simular o pavimento

Sobre a cantoneira posicionada no murete foi colocada uma viga metálica, no sentido longitudinal à cantoneira, com o objetivo de distribuir uniformemente as cargas aplicadas à mesma. Uma outra viga metálica foi colocada perpendicularmente à primeira, simulando as vigas de madeira utilizadas nos edifícios antigos. Esta viga está apoiada nas duas extremidades, na extremidade junto ao murete, a viga apoia sobre uma rótula metálica soldada à viga longitudinal e na extremidade oposta ao murete está apoiada numa rótula apoiada sobre um bloco de betão armado. A disposição das vigas pode ser observada na fig. 5.7.

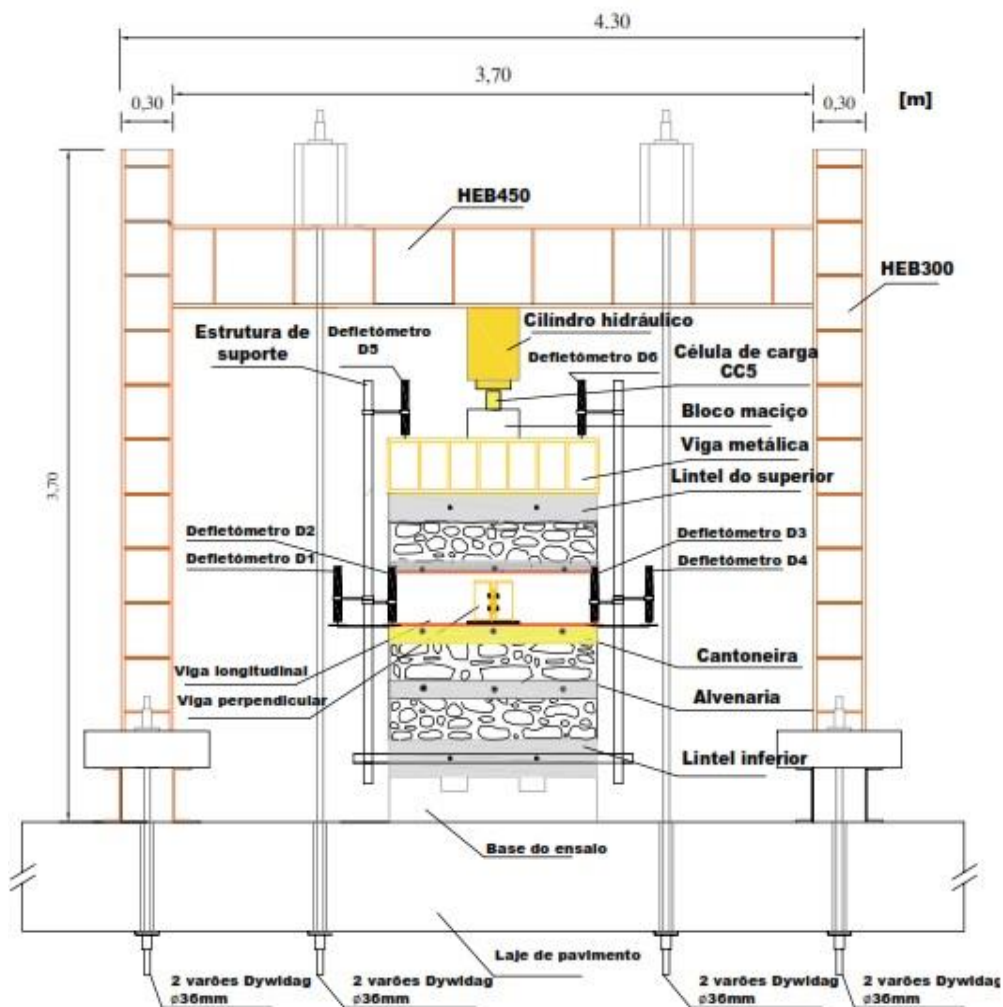


Fig. 5.7 – Disposição das vigas metálicas que simulam o pavimento.

5.3.6 Sistema e instrumentação de ensaio

O sistema de ensaio constituído por uma estrutura do tipo pórtico, composta por dois pilares HEB300 e uma viga metálica HEB450 que está ligada ao pilares com oito parafusos M24 em cada extremidade. Um sistema de segurança adicional constituído por quatro varões roscados de pré-esforço *Dywidag* com 36 mm de diâmetro, que ligam o pórtico à laje de reação. Um outro sistema de segurança foi montado com o intuito de evitar a queda do lintel e da viga metálica colocada sobre o lintel, no final do ensaio de compressão axial.

A instrumentação de ensaio utilizada no trabalho experimental foi: cilindro hidráulico da marca ENERPAC (modelo CLRG-3006) com 3000 kN de capacidade de carga, que está fixado ao pórtico e foi utilizado para introduzir as cargas verticais no murete; um cilindro hidráulico da marca ENERPAC (modelo RCH-603) com capacidade de 600 kN, que atua ao meio vão da viga metálica que simula o pavimento; uma célula de carga (CC5) da marca TML, com capacidade de carga de 500 kN, situada abaixo do cilindro hidráulico utilizado para a compressão axial do murete; duas células de carga (CC6) e (CC7), com 300 kN de capacidade de carga, a (CC6) colocada sobre o cilindro hidráulico que atua ao meio vão da viga que simula o pavimento e a (CC7) na extremidade da viga entre o bloco de betão e a viga metálica. Seis defletômetros (transdutores de deslocamentos), com um cursor de 100 mm e sensibilidade de 1×10^{-4} /mm, quatro colocados nas extremidades da cantoneira para medir os deslocamentos desta no ensaio da ligação parede/pavimento e dois colocados sobre o murete para medir os deslocamentos verticais. Uma bomba hidráulica da marca Walter+Baig associada ao cilindro da marca ENERPAC modelo (CLRG-3006) e uma bomba hidráulica manual ligada ao cilindro hidráulico da marca ENERPAC (modelo RCH-603). O sistema de ensaio está indicado na fig. 5.8.



a)

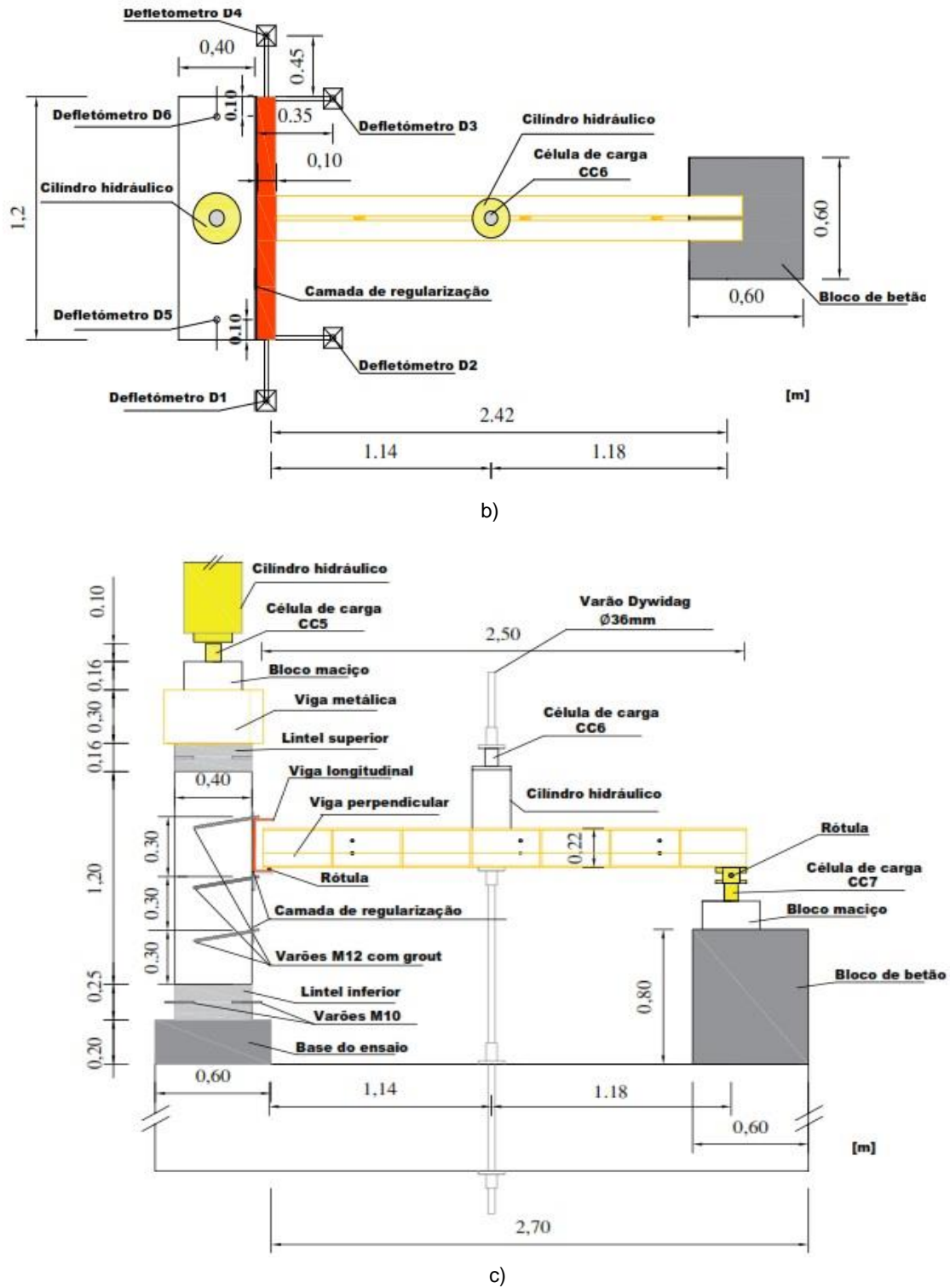


Fig. 5.8 – Representação esquemática do mecanismo e instrumentação utilizada no trabalho experimental.

Na fig. 5.9 pode observar-se o aspeto geral do sistema de ensaio e da instrumentação antes do início do ensaio.



a) vista frontal – lateral esquerda; b) vista frontal – lateral direita

Fig. 5.9 – Aspeto geral do sistema de ensaio.

5.4 Ensaios realizados ao murete M205

Os ensaios laboratoriais realizaram-se no dia 18 de julho de 2016 no Laboratório de Estruturas do Departamento de Engenharia Civil da FCT UNL. No total foram realizados quatro ensaios sobre o murete M205, três para estudar a ligação parede/pavimento e um para analisar a resistência à compressão do murete. Os ensaios da ligação parede/pavimento foram realizados a três níveis espaçados de 30 cm e foram realizados por ordem descendente. Após a realização dos ensaios de ligação parede/pavimento, o murete foi submetido ao ensaio de compressão axial até ao colapso, sendo posteriormente retiradas medidas para averiguar a profundidade de carbonatação.

Para além da instrumentação referida anteriormente, foi utilizado também um *data logger* para receber a informação registada pelas células de carga e pelos defletómetros sendo posteriormente tratada pelo computador dotado com o *software Catman 4.0*.

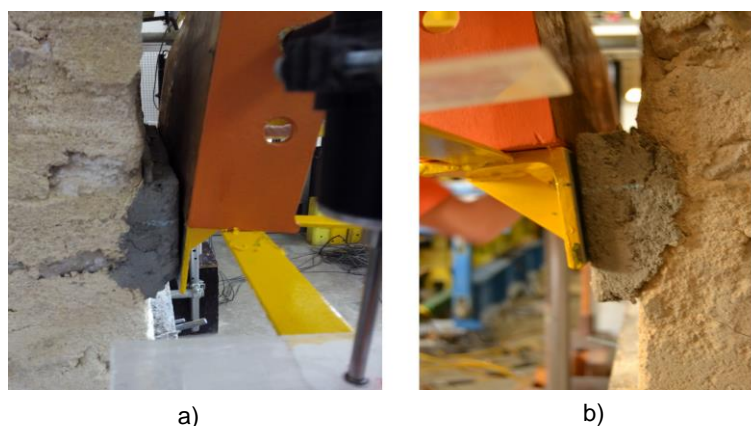
5.4.1 Ensaio da ligação parede/pavimento do nível superior

Inicialmente, com o auxílio da bomba hidráulica associada ao cilindro hidráulico da ENERPAC (modelo CLRG-3006), utilizado na compressão axial do murete, foi aplicada a pré-carga com uma velocidade de 0,25 bar/s equivalente a 1,07 kN/s até se atingir uma tensão de 0,25 MPa, que equivale a uma força de 120 kN. Este carregamento foi mantido constante até ao final dos ensaios da ligação parede/pavimento. Esta pré-carga aplicada ao murete tinha como objetivo simular os esforços a que são submetidas as paredes dos edifícios de alvenaria de pedra.

Em seguida com o auxílio da bomba hidráulica manual associada ao cilindro hidráulico ENERPAC (modelo RCH-603), aplicando bombadas constantes e com a mesma intensidade, iniciou-se o carregamento da ligação parede/pavimento. Os critérios de paragem estabelecidos

para os ensaios da ligação parede/pavimento foram: a viga metálica transversal a cantoneira, a que simula o pavimento, encostar à viga metálica aplicada sobre à cantoneira ou os danos observados no murete apresentarem características que pudessem comprometer os restantes ensaios.

À medida que a carga aplicada foi aumentando, foi possível observar o aparecimento de pequenas fendas no lado superior esquerdo do murete, bem como um pequena rotação entre a camada de regularização e a cantoneira. No lado esquerdo observou-se também um maior deslocamento, quando comparado com o lado direito, e esmagamento da camada de regularização na zona inferior. Na fig. 5.10 são indicado os danos observados durante o carregamento.



a) vista lateral esquerda; b) vista lateral direita

Fig. 5.10 – Danos observados durante o ensaio da ligação parede/pavimento do nível superior.

A paragem do ensaio foi condicionada pelo encosto entre a viga longitudinal à viga transversal. Após a paragem, as vigas e a cantoneira foram retiradas, o que possibilitou observar o destaque entre a camada de regularização e o murete, bem como a encurvadura dos varões e também algumas fendas na camada de regularização e no murete. Na fig. 5.11 é possível identificar os danos observados no final do ensaio da ligação parede/pavimento do nível superior.



a) vista do murete após o ensaio; b) pormenor da encurvadura do varão

Fig. 5.11 – Danos observados no murete após o ensaio de ligação parede pavimento do nível superior.

Os valores máximos registados pelas células de carga CC6, célula de carga situada a meio vão da viga que simula o pavimento e a CC7 (célula de carga da extremidade da viga), são

apresentados na tabela 5.2. A força máxima aplicada na cantoneira foi calculada com base nos valores registrados pelas células de carga CC6 e CC7 adicionando um valor de 2,0 kN que corresponde ao peso das vigas metálicas e dos equipamentos que apoiam ao meio vão da viga transversal.

Tabela 5.2 – Valores máximos registrados no ensaio do murete M205 – Ligação superior

Célula de carga a meio vão	Célula de carga da extremidade	Apoio da cantoneira
CC6 (kN)	CC7 (kN)	(kN)
83,40	40,87	44,56

Na fig. 5.12 é apresentado o diagrama da história de carga da ligação superior do murete M205.

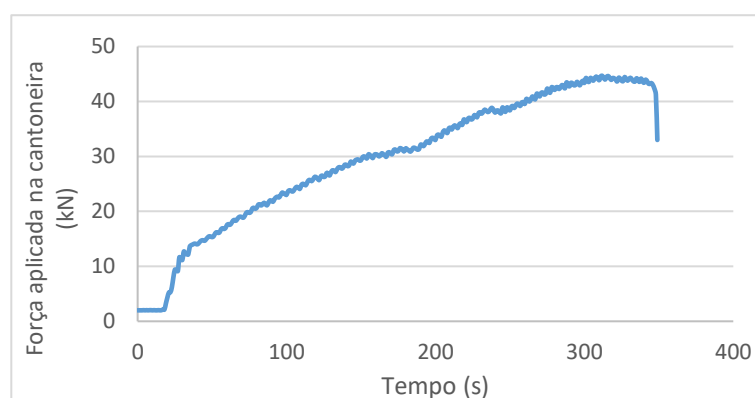


Fig. 5.12 – Diagrama da história de carga do murete M205 – Ligação superior.

No diagrama força-deslocamento apresentado na fig. 5.14 é possível verificar que houve uma rotação, no plano, da cantoneira visto que o deslocamento registado pelo defletómetro D1 foi superior ao deslocamento registado pelo defletómetro D4. Na fig. 5.13 é apresentado o diagrama força-deslocamento e na fig. 5.14 é apresentada a rotação da cantoneira, para fora do plano, no ensaio da ligação superior do murete M205.

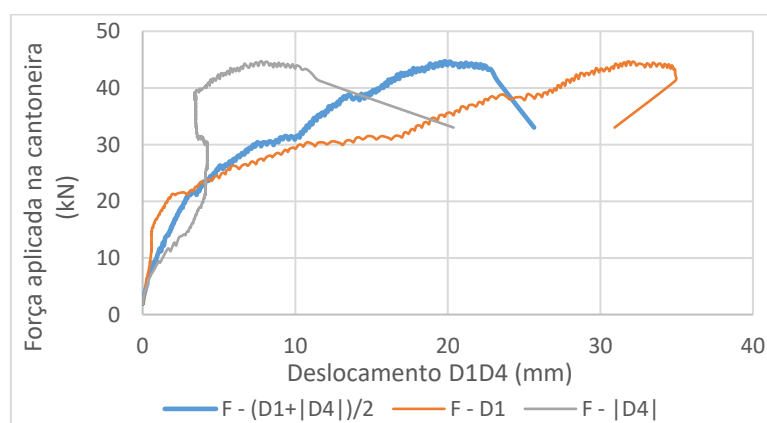


Fig. 5.13 – Diagrama força - deslocamento do ensaio murete M205 – Ligação superior.

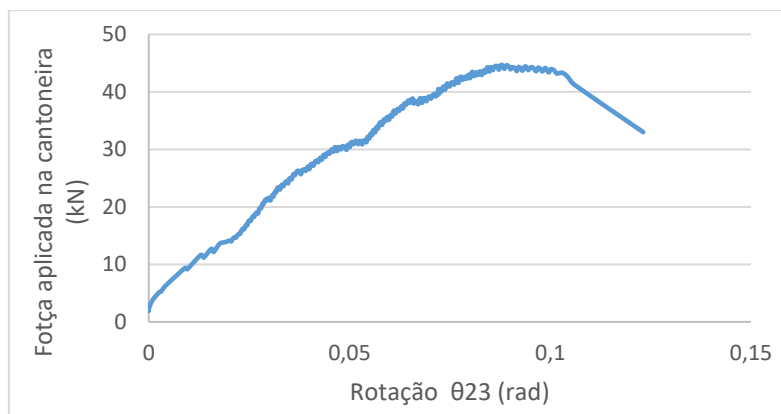
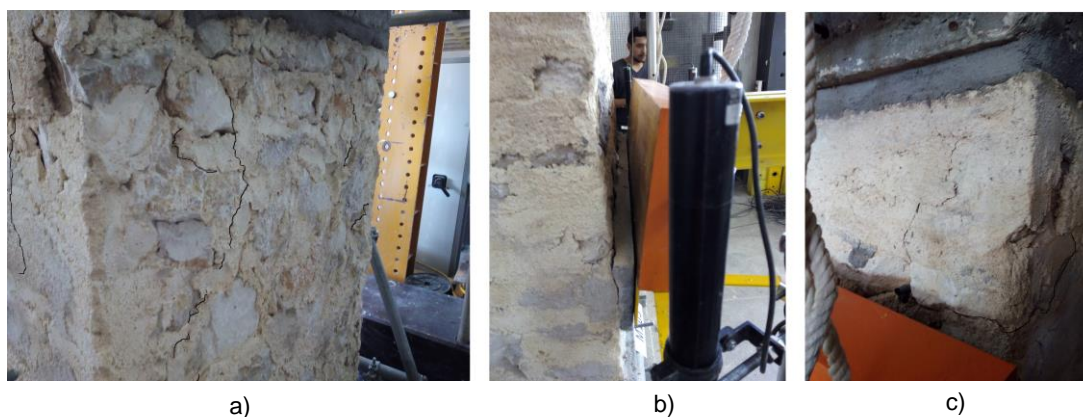


Fig. 5.14 – Diagramas força - rotação do ensaio murete M205 – Ligação superior.

5.4.2 Ensaio da ligação parede/pavimento do nível intermédio

É importante referir que o varão do lado esquerdo do nível intermédio e os varões do lado esquerdo e central do nível inferior durante o período de cura do *grout* sofreram um pequeno acidente que provocou a encurvadura dos varões, sendo posteriormente endireitados para a posição inicial. Apesar do incidente considerou-se que o murete estava em condições para ser ensaiado. Ensaios. Após ser retirada a camada de regularização e cortados os varões do nível superior, as vigas metálicas foram reposicionadas para o nível intermédio, sendo a viga transversal posicionada com uma entrega de 12 mm na zona de apoio da cantoneira.

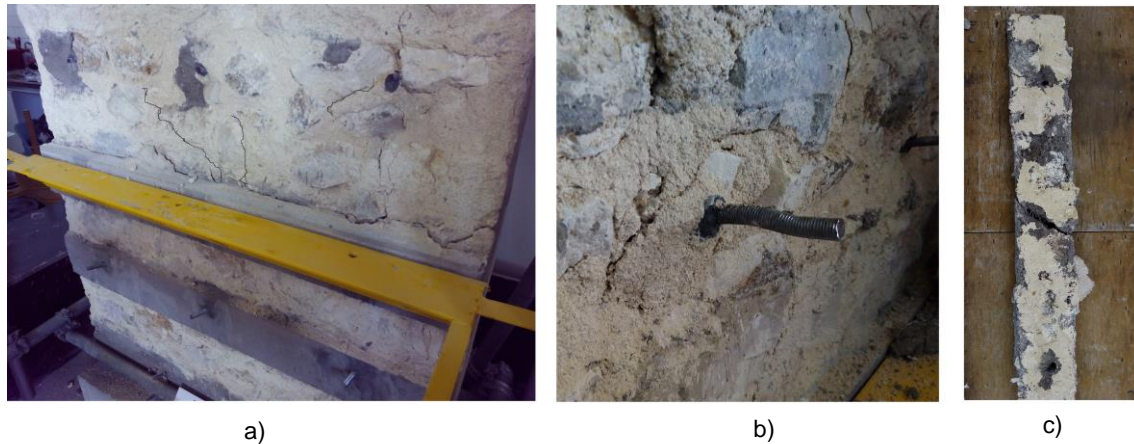
O ensaio iniciou-se de uma forma idêntica à realizada no nível superior, aplicando bombadas com uma força constante e sempre com a mesma intensidade. A medida que o carregamento aplicado na cantoneira foi aumentando verificou-se o aumento de abertura das fendas provocadas durante o ensaio do nível superior, bem como uma rotação e destacamento da camada de regularização. Também se verificou durante o ensaio uma ligeira rotação entre a cantoneira e a camada de regularização. Os danos observados durante o ensaio do murete M205 da ligação parede/pavimento do nível intermédio são apresentados na fig. 5.15.



a) aparecimento fendas no tardo do murete; b) rotação e destaque da camada de regularização; c) aparecimento de fendas na lateral e na parte frontal do murete

Fig. 5.15 – Danos observados no murete M205 durante o ensaio da ligação parede/pavimento ao nível intermédio.

A paragem do ensaio foi condicionada pelo encosto da viga transversal à viga longitudinal. Após as vigas e a cantoneira terem sido retiradas, foi possível observar os danos provocados pelo ensaio que consistem essencialmente na rotação e destaque entre a camada de regularização e o murete e também o aumento da abertura das fendas. Com a camada de regularização retirada foi possível observar que os varões apresentavam uma deformação acentuada. Também foi possível observar no tardo da camada de regularização que o modo de rotura deu-se pela superfície do murete. Os danos observados no final do ensaio da ligação parede/pavimento do nível intermédio são apresentados na fig. 5.16.



a) abertura de fendas e destaque da camada de regularização; b) pormenor da encurvadura dos varões;
c) identificação do modo de rotura pela superfície do murete

Fig. 5.16 – Danos observados no murete M205 após a realização do ensaio da ligação parede/pavimento nível intermédio.

Após a paragem da bomba manual, os valores máximos registados pelas células de carga CC6 e CC7, bem como o valor do carregamento máximo aplicado na cantoneira, são apresentados na tabela 5.3.

Tabela 5.3 – Valores máximos registados no ensaio do murete M205 – Ligação parede/pavimento nível intermédio.

Célula de carga a meio vão CC6 (kN)	Célula de carga da extremidade CC7 (kN)	Apoio da cantoneira (kN)
75,53	37,58	39,94

O diagrama da história de carga do murete M205 do ensaio da ligação parede/pavimento do nível intermédio é apresentado na fig. 5.17.

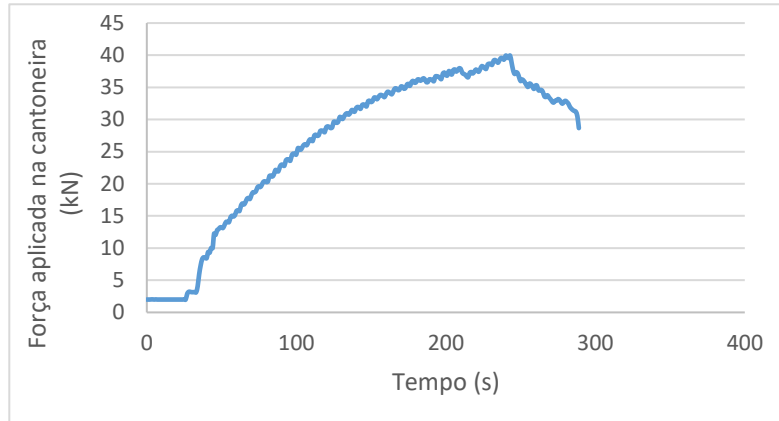


Fig. 5.17 – Diagrama da história de carga do murete M205 – Ligação parede/pavimento nível intermédio.

Em seguida, na fig. 5.18, é apresentado o diagrama força-deslocamento do ensaio da ligação do nível intermédio, onde se observou uma ligeira rotação, no plano, da cantoneira após ser atingida o carregamento máximo. Na fig. 5.19 é possível observar a rotação da cantoneira, para fora do plano, no ensaio de ligação nível intermédio do murete M205.

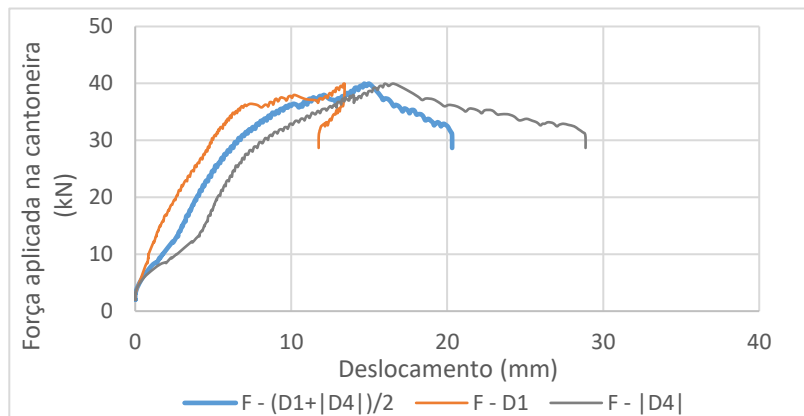


Fig. 5.18 – Diagrama força - deslocamento do ensaio murete M205 – Ligação nível intermédio.

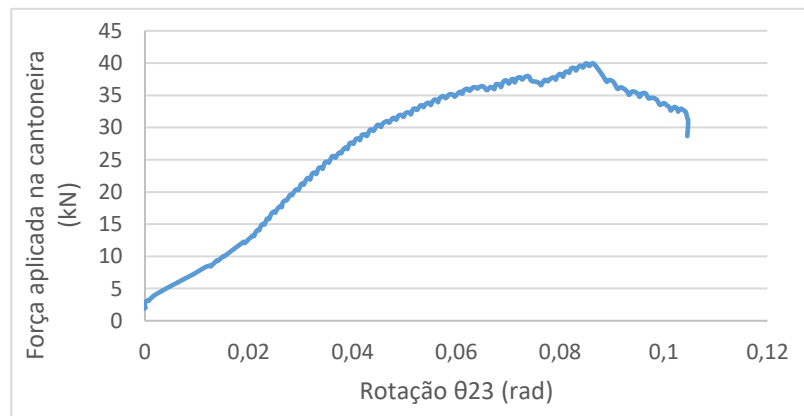


Fig. 5.19 – Diagrama força - rotação do ensaio murete M205 – Ligação nível intermédio.

5.4.3 Ensaio da ligação parede/pavimento do nível inferior

Com o retirar da camada de regularização e o corte dos varões do nível intermédio foi possível a colocação das vigas metálicas que simulam o pavimento e dar início ao ensaio da ligação parede/pavimento do nível inferior. O carregamento sobre a viga metálica foi conseguido através do cilindro hidráulico ENERPAC (modelo RCH-603) associado à bomba hidráulica manual, idêntico aos ensaios realizados nos níveis anteriormente descritos.

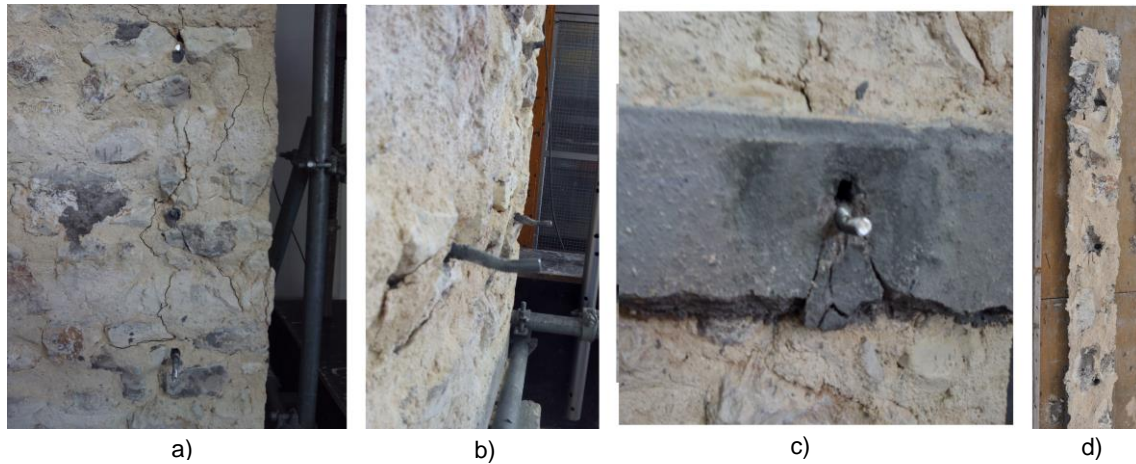
Com o decorrer do ensaio, foi possível observar o prolongamento de algumas das fendas iniciadas nos ensaios anteriores, essencialmente as que estavam situadas no lado direito do murete. Também foi possível observar danos na zona inferior da camada de regularização. Contudo os danos que mais se salientaram durante o ensaio foram a rotação e o destaque da camada de regularização. Na fig. 5.20 é possível observar os danos que se destacaram durante o ensaio.



a) destacamento e rotação da camada de regularização; b) esmagamento e destaque da camada de regularização no canto inferior direito

Fig. 5.20 – Danos observados no murete M205 durante o ensaio da ligação inferior.

A paragem do ensaio foi condicionada pelo encosto da viga metálica colocada sobre a cantoneira à viga metálica posicionada no sentido perpendicular à cantoneira. Após serem retiradas as vigas metálicas e a cantoneira, foi possível observar os danos causados pelo ensaio que se resumem essencialmente, na rotação e destaque entre a camada de regularização e o murete, abertura fendas no murete e alongamento das fendas existentes. Depois de retirada a camada de regularização, foi possível observar que os varões apresentavam uma deformação acentuada. Mais uma vez o mecanismo de falha identificado foi o destaque da argamassa do murete junto à camada de regularização. Os danos observados no murete no final do ensaio estão indicados na fig. 5.21.



a) fendas no murete observadas no final dos ensaios; b) encurvadura dos varões; c) esmagamento da camada de regularização; d) vista do tardo do da camada de regularização

Fig. 5.21 – Danos observados no murete M205 no final do ensaio da ligação do nível inferior.

Os valores máximos registados pelas células de carga CC6 e CC7 após a paragem da bomba manual, bem como a força máxima aplicada no apoio da cantoneira, são apresentados na tabela 5.4

Tabela 5.4 - Valores máximos registados no ensaio do murete M205 – Ligação parede/pavimento nível inferior.

Célula de carga a meio vão	Célula de carga da extremidade	Apoio da cantoneira
CC6 (kN)	CC7 (kN)	(kN)
94,80	41,45	55,35

O ensaio do nível inferior foi condicionado pelo encosto das vigas metálicas o que levou à paragem do ensaio antes de se atingir o carregamento máximo. Na fig. 5.22 é apresentado o diagrama da história de carga do ensaio da ligação parede/pavimento para o nível inferior.

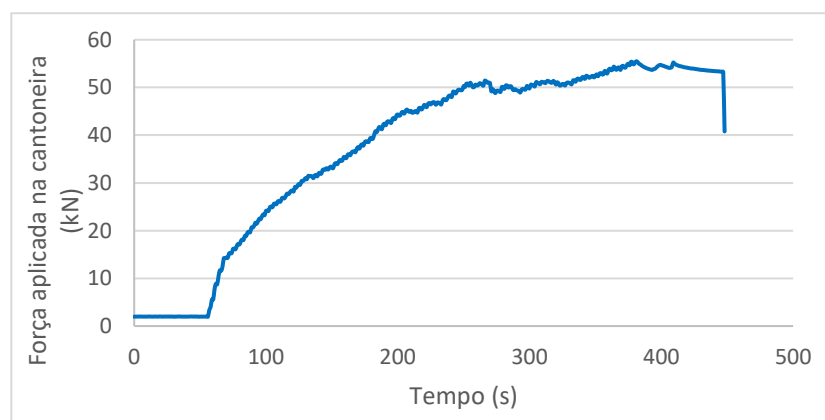


Fig. 5.22 – Diagrama de história de carga do murete M205 – Ligação inferior.

Durante o ensaio observou-se que o deslocamento do lado direito da cantoneira foi superior ao deslocamento observado no lado esquerdo, o que provocou a rotação da cantoneira em torno da pregagem central. Estes deslocamentos podem ser observados também nos diagramas força-deslocamento, apresentados na fig. 5.23. Na fig. 5.24 é possível observar a rotação da cantoneira, para fora do plano, no ensaio da ligação inferior.

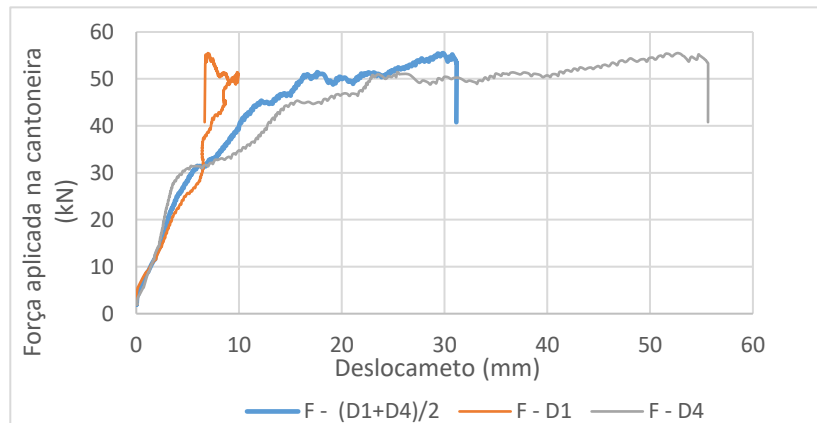


Fig. 5.23 – Diagrama força-deslocamento do murete M205 – Ligação inferior.

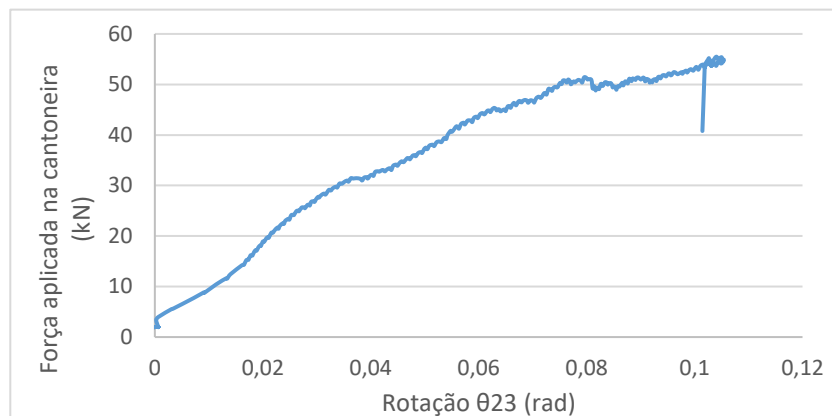


Fig. 5.24 – Diagrama força - rotação do ensaio murete M205 – Ligação nível inferior.

No diagrama força-rotação é possível observar que após a paragem do ensaio houve uma mudança do sentido de rotação da cantoneira o que também indica que não se atingiu a rutura.

5.4.4 Ensaio de compressão axial no murete M205

O ensaio de compressão axial do murete teve início logo após finalizados os ensaios das ligações parede/pavimento e após a remoção das vigas, da cantoneira e de todo o material inerente aos ensaios das ligações parede/pavimento.

Como referido anteriormente, o murete já se encontrava carregado, com uma carga de 0,25 MPa mantida constante desde o início dos ensaios. Através da bomba hidráulica associada

ao cilindro hidráulico da ENERPAC (modelo CLRG-3006), foi aumentado o carregamento existente, com uma velocidade de 0,25 bar/s, até ao colapso. O ensaio de compressão axial do murete M205 demorou cerca de 5 minutos e iniciou-se no instante $t=7134$ s, tempo contado desde o início do carregamento vertical. A força real aplicada no murete foi obtida somando ao valor registado pela célula de carga CC5, as cargas pré-existentes, viga metálica com 5,2 kN e lintel com 1,3 kN.

Com o aumento progressivo da carga, foi possível observar o aumento das fendas existentes bem como o aparecimento de novas fendas. O valor máximo da força aplicada é de 380,9 kN e corresponde ao instante $t=7360$ s, nesse instante apenas se verificou um pequeno aumento das fendas existentes. Para o instante $t=7377$ s, sendo o valor da carga aplicada 225,1 kN, ocorreu o aumento de quantidade de fendas e também queda de argamassa. No instante $t=7382$ s, com o valor da carga aplicada de 168,9 kN, ocorreu um destacamento de material de grande proporção que provocou a queda do canto superior direito do murete. O desmoronamento parcial ocorreu no instante $t=7416$ s, com um carregamento de 37,1 kN, e posteriormente o desmoronamento total para o instante $t=7455$ s. Na fig. 5.25 são apresentados os aspetos observados no murete nos instantes de tempo acima descritos.

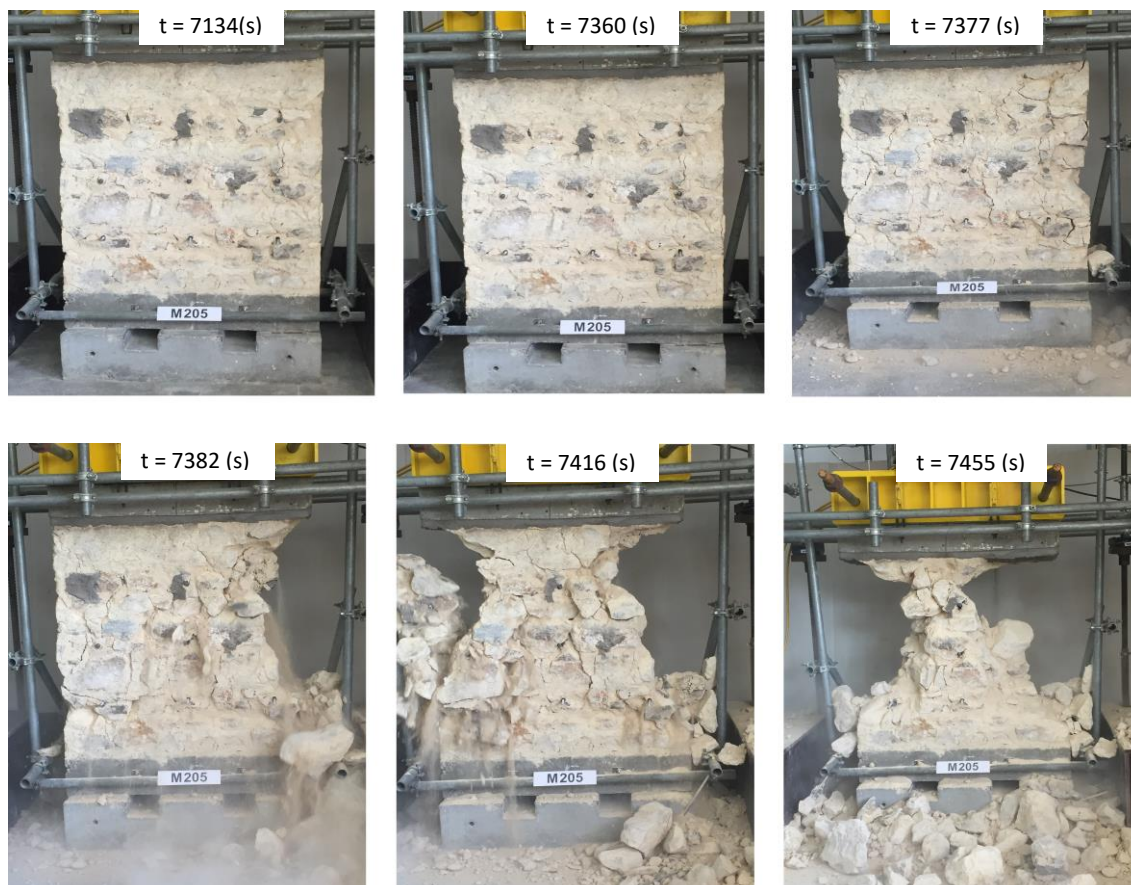


Fig. 5.25 – Ensaio de compressão axial do murete M205.

A força máxima aplicada ao murete foi de 380,9 kN, sendo 374,4 kN o valor registado pela célula de carga CC5 e 6,5 kN a carga pré-existente aplicada ao murete, que corresponde a uma tensão máxima aplicada ao murete de 0,78 MPa. Na fig. 5.26 é apresentado o diagrama da

história do carregamento vertical aplicado ao murete M205, desde o início dos ensaios até ao colapso do murete.

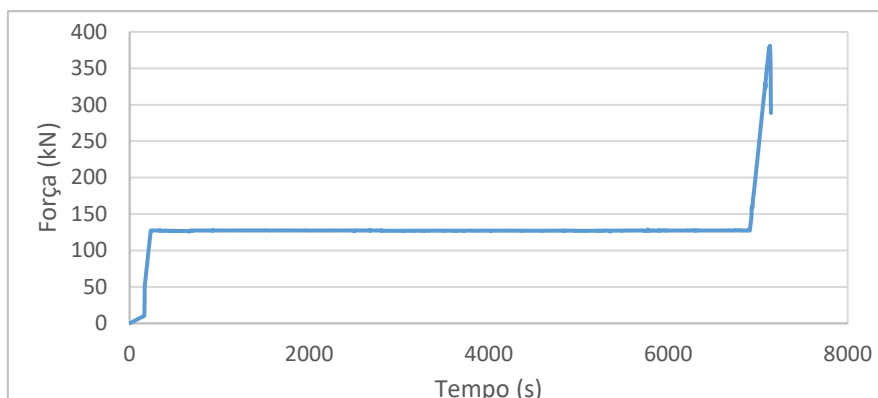


Fig. 5.26 – Diagrama de história do carregamento vertical aplicado ao murete M205.

Na fig. 5.27 é apresentado o diagrama tensão – deformação que caracteriza o ensaio de compressão realizado no murete M205. A tensão apresentada no diagrama foi determinada com base na carga aplicada no murete e as dimensões do murete. A deformação foi determinada com base no registo dos defletómetros D5 e D6, posicionados no topo do murete sobre a viga metálica. No diagrama tensão-deformação é possível observar que houve uma variação da deformação para a mesma tensão, esta deformação resulta do carregamento dos ensaios de ligação realizados.

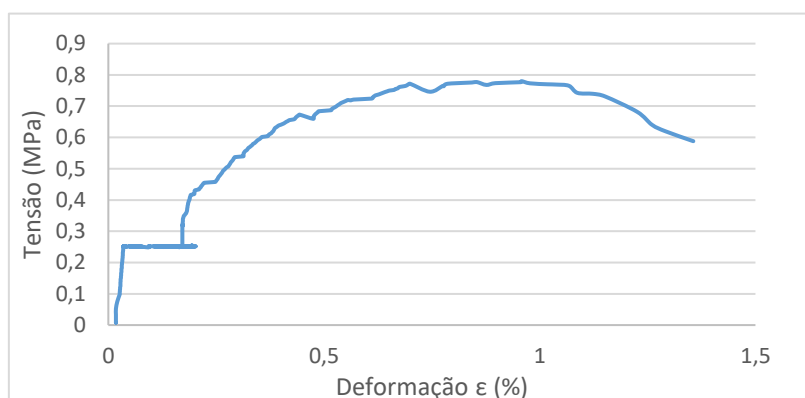


Fig. 5.27 – Diagrama tensão – deformação do ensaio de compressão axial do murete M205

5.4.5 Ensaio das argamassas aplicadas no murete

Nos trabalhos de preparação do murete, foram utilizadas duas argamassas cimentícias, uma para a colocação do lintel e outra para as camadas de regularização. A argamassa utilizada para a colocação do lintel, concebida com um traço em massa de 1:1,5:0,5 (cimento: areia de rio: areia de amarela), a relação água/cimento utilizada para esta argamassa foi de 0,48. Após a preparação da argamassa foram retirados três provetes prismáticos com as dimensões 16cm x 4 cm x 4cm. A argamassa utilizada para a execução das camadas de regularização foi também uma argamassa cimentícia com traço em massa de 1:1,5:1,5 (cimento: areia de rio: areia amarela), sendo que a

relação água/cimento utilizada para esta argamassa foi de 0,56. Da amostra de argamassa foram retirados três provetes prismáticos com as seguintes dimensões 16cm x 4 cm x 4cm.

Os provetes de argamassa retirados foram ensaiados ao fim de 28 dias. Inicialmente foram submetidos ao ensaio de flexão e posteriormente os provetes resultantes do ensaio de flexão foram submetidos ao ensaio de compressão. Na tabela 5.5 são apresentados os resultados dos ensaios à flexão e à compressão, realizados da argamassa utilizada para a colocação do lintel.

Tabela 5.5 – Valores das tensões de rotura à flexão e à compressão dos provetes de argamassa de assentamento do lintel.

Provetes	Tensão de rotura à tração por flexão	Tensão de rotura à compressão
	(MPa)	(MPa)
1º provete	4,59	18,76
2º provete	4,62	18,92
3º provete	4,21	18,83
Média	4,57	18,83

Na tabela 5.6 são apresentados os resultados dos ensaios à flexão e à compressão, realizados nos provetes de argamassa utilizada para a camada de regularização.

Tabela 5.6 – Valores de tensão à flexão e à compressão dos provetes de argamassa da camada de regularização

Provetes	Tensão de rotura à tração por flexão	Tensão de rotura à compressão
	(MPa)	(MPa)
1º provete	3,83	16,74
2º provete	3,67	15,45
3º provete	3,55	14,80
Média	3,68	15,66

5.4.6 Carbonatação

A reação de carbonatação é um processo através do qual as argamassas à base de cal ganham resistência mecânica. Este processo tem por base a reação química entre o hidróxido de cálcio ((Ca(OH)₂), presente na argamassa de cal hidratada, com o dióxido de carbono (CO₂), presente na atmosfera formando o carbonato de cálcio (CaCO₃). Nas zonas superficiais o processo é relativamente rápido, porque as condições são favoráveis para a ocorrência da reação de carbonatação. À medida que a profundidade vai aumentando a penetração do dióxido de carbono

vai diminuído torna-se mais difícil a ocorrência desta reação. No caso dos muretes que apresentam uma espessura de 40 cm, este processo pode demorar vários anos ou mesmo décadas.

Após o ensaio de compressão axial, que provocou o colapso parcial do murete iniciou-se o processo de medição da profundidade de carbonatação, utilizando uma fita métrica e uma solução alcoólica de fenolftaleína a 0,5%. A solução de fenolftaleína é um indicador de pH, que em contacto com as superfícies alcalinas, as zonas da argamassa não carbonatada, apresenta uma cor roxa mas quando entra em contacto com superfícies ácidas ou neutras, a argamassa carbonatada, permanece incolor. Esta técnica permite identificar as zonas carbonatadas do murete. Na fig. 5.28 é apresentada a execução da medição da profundidade de carbonatação após a pulverização da solução de fenolftaleína.



Fig. 5.27 – Medição da profundidade de carbonatação.

Na tabela 5.7 são apresentados os resultados da medição da profundidade de carbonatação do murete M205.

Tabela 5.7 – Resultados da profundidade de carbonatação.

Medição	Profundidade de carbonatação (cm)	Profundidade de carbonatação (%)
1	11,0	55,0
2	10,0	50,0
3	11,0	55,0
4	10,5	52,5
5	10,5	52,5
6	10	50,0
7	10,5	52,5
Média	10,5	52,5

Capítulo 6

Análise e discussão dos resultados

6.1 Considerações iniciais

No presente capítulo são analisados e discutidos os resultados obtidos no trabalho experimental e comparados com resultados obtidos em estudos desenvolvidos por outros autores. Neste capítulo é feita também uma análise aos casos de estudo, relativamente aos métodos de execução das ligações parede/pavimento. Para o caso dos ensaios da ligação parede/pavimento os resultados obtidos são comparados com os resultados obtidos aplicando o método *dowel action* (*Model Code* 1990), com adaptação para as paredes de alvenaria de pedra com argamassa de cal, na determinação do efeito de ferrolho. Ainda para os ensaios da ligação parede/pavimento é feita uma verificação das tensões instaladas no murete. Os resultados obtidos no ensaio de compressão axial e os valores da profundidade de carbonatação são comparados com os resultados obtidos por Martins (2014), Simões (2015), Pinho (2007) e outros trabalhos desenvolvidos no seguimento da tese de doutoramento de Pinho (2007).

6.2 Analise dos ensaios da ligação parede/pavimento e comparação com ensaio de referência

Com base nos resultados das leituras das células de carga (CC_6), (CC_7) e as cargas provenientes do mecanismo de ensaio (2 kN), foi determinada a carga aplicada à cantoneira, sendo a expressão de cálculo para as cargas aplicadas à cantoneira a seguinte:

$$F_{Cantoneira} = CC_6 - CC_7 + 2 \quad (6.1)$$

onde,

$F_{Cantoneira}$ é a força aplicada na cantoneira;

CC_6 é o carregamento medido pela célula de carga à meio vão;

CC_7 é o carregamento medido pela célula de carga do apoio.

Os defletómetros instalados sobre a cantoneira, numerados de D_1 a D_4 , registaram os deslocamentos que a cantoneira sofreu em cada instante. Sabendo os valores dos deslocamentos, foi possível determinar a rotação, perpendicular ao plano (θ_{23}) e a rotação no plano (θ_{14}), que a cantoneira sofreu durante o ensaio, pelas seguintes expressões:

$$\theta_{14} = \tan^{-1} \left(\frac{|\delta_1 - \delta_4|}{2100} \right) \quad (6.2)$$

onde,

θ_{14} é a rotação no plano da cantoneira;

δ_1 é o deslocamento medido pelo defletómetro D1;

δ_4 é o deslocamento medido pelo defletómetro D4.

$$\theta_{23} = \tan^{-1} \left(\frac{\delta_{23} - \delta_{14}}{350} \right) \quad (6.3)$$

onde,

θ_{23} é a rotação medida no plano perpendicular a cantoneira;

δ_{23} é a média dos deslocamentos medidos pelos defletómetros D2 e D3;

δ_{14} é a media dos deslocamentos medidos pelos defletómetros D1 e D4.

Na tabela 6.1 estão indicados os valores da força máxima aplicada à cantoneira, em cada nível, bem como os valores de deslocamento e rotação correspondentes à força máxima. O murete M215 (Martins, 2014) foi apresentado no ponto 3.2.1 da presente dissertação e os muretes M209, M213 (Simões, 2015) foram apresentados no ponto 3.2.1 da presente dissertação.

Tabela 6.1 – Resultados dos ensaios das ligações parede/pavimento, murete M205, M215 (Martins, 2014), M209 (Simões, 2015) e M213 reforçado com camada de microbetão (Simões, 2015).

Murete	Nível da ligação	Força máxima aplicada na cantoneira (kN)	δ_{14} (mm)	δ_{23} (mm)	θ_{14} (rad)	θ_{23} (rad)
M205	Superior	44,15	21,30	54,36	0,012	0,094
	Intermédio	39,94	15,00	45,31	0,002	0,086
	Inferior	55,35	29,31	66,22	0,021	0,105
M215	Intermédio	15,80	19,8	55,65	0,021	0,135
M209	Superior	13,63	11,28	33,88	0,01	0,06
	Inferior	15,07	3,22	13,09	0,00	0,02
M213	Superior	33,84	9,40	36,76	0,01	0,07
	Inferior	45,29	4,42	22,20	0,00	0,04

Os valores obtidos no ensaio experimental do murete M205 são superiores ao dobro dos valores obtidos nos muretes M215 (Martins, 2014) e M209 (Simões, 2015) o que podem ser justificado pela resistência à compressão dos muretes, visto que o murete M205 apresenta uma resistência à compressão superior aos muretes M215 (Martins, 2014) e M209 (Simões, 2015). Uma outra condicionante pode estar relacionada com o método de preparação do murete, essencialmente com a quantidade de água adicionada ao *grout* para realizar a mistura, que para o murete M205 foi 0,6 l por 4kg de *grout* e nos restantes muretes foi de 1l por 4kg de *grout*.

6.2.1 Mecanismo de ferrolho (*dowel action*)

O método *dowel action* (*Model Code* 1990), apresenta uma expressão para o cálculo da resistência ao corte dos varões, tendo em conta o mecanismo de ferrolho. As expressões indicadas no *Model Code* para determinar a resistência ao corte são:

$$F_{ud} = \frac{1.3}{\gamma_{Rd}} \phi_b^2 \left[\sqrt{1 + (1.3\varepsilon)^2} - 1.3\varepsilon \right] \sqrt{f_{cd} \times f_{yd} (1 - \xi^2)} < \frac{A_s \times f_{yd}}{\sqrt{3}} \quad (6.4)$$

$$\xi = \frac{\sigma}{f_{yd}} \quad (6.5)$$

$$\varepsilon = 3 \frac{e}{\phi_b} \sqrt{\frac{f_{cd}}{f_{yd}}} \quad (6.6)$$

$$\sigma = \frac{F_{TR}}{A_s} \quad (6.7)$$

onde,

f_{yd} é o valor de cálculo da tensão de cedência do aço do ferrolho (MPa);

f_{cd} é o valor de cálculo da resistência a compressão do betão (MPa);

e é a excentricidade da carga (mm);

F_{TR} é a força de tração instalada no ferrolho metálico (N);

A_s é a secção resistente do ferrolho (mm²);

ϕ_b é o diâmetro do varão (mm);

γ_{Rd} é o coeficiente parcial.

A expressão de cálculo apresenta as condições geométricas bem como as condições de deslocamento entre as superfícies para a mobilização da força máxima de corte. Estas condições estão indicadas na fig. 6.1.

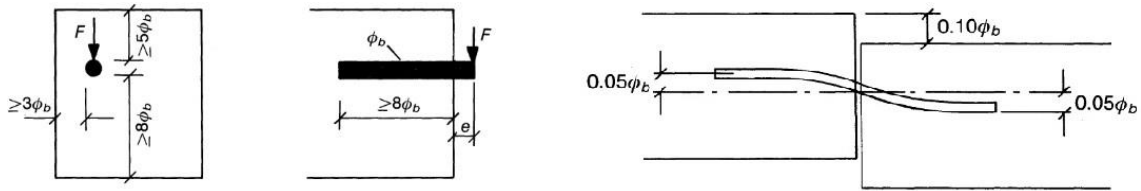


Fig. 6.1 - Condições geométricas para mobilização do efeito de ferrolho (Model Code 1990).

Ao aplicar a expressão indicada no *Model Code* 1990, para determinar a resistência das ligações parede/pavimento ensaiadas no laboratório, essa mostrou-se pouco exata, visto que aos resultados obtidos pela expressão não são próximos dos resultados obtidos em laboratório.

Para uma melhor precisão da expressão foi necessário adaptá-la às condições encontradas nas paredes de alvenaria de pedra, sendo a expressão encontrada a seguinte:

$$F_{um} = \beta \times \phi_g^2 \left[\sqrt{1 + (1.3\varepsilon)^2} - 1.3\varepsilon \right] \sqrt{f_{cm} \times f_{yk} (1 - \xi^2)} < \frac{A_s \times f_{yk}}{\sqrt{3}} \quad (6.8)$$

$$\xi = \frac{\sigma}{f_{yk}} \quad (6.9)$$

$$\varepsilon = 3 \frac{e}{\phi_b} \sqrt{\frac{f_{cm}}{f_{yk}}} \quad (6.10)$$

$$\sigma = \frac{F_{TR}}{A_g} \leq \frac{F_{TR}}{A_s} \quad (6.11)$$

$$\beta = \frac{F_{TR}}{4900} \quad (6.12)$$

$$A_g = \frac{\pi \phi_g^2}{4} \quad (6.13)$$

onde,

f_{yk} é o valor característico da tensão de cedência do aço de varão (MPa);

f_{cm} é o valor da resistência à compressão do murete (MPa);

ϕ_g é o diâmetro do furo preenchido com *grout* (mm);

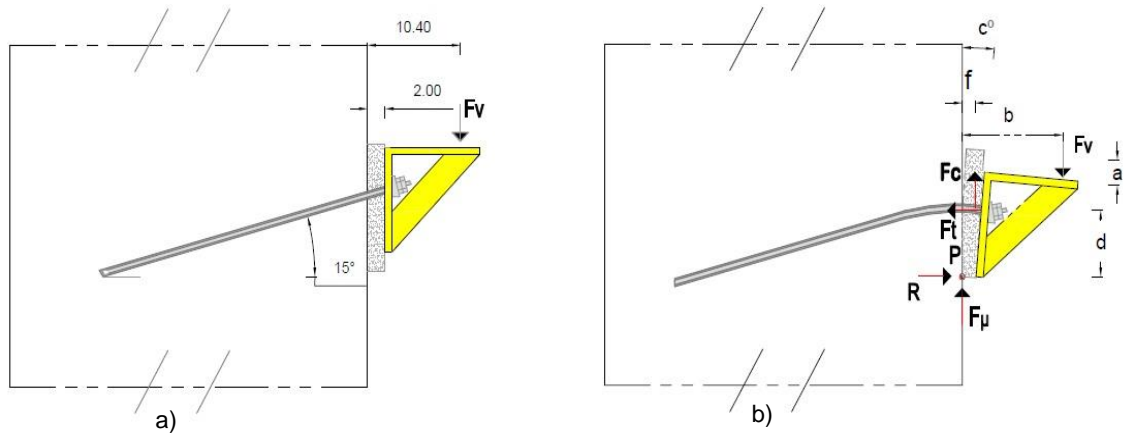
F_{TR} é a força de tração instalada nos ferrolhos (N);

A_g é a área da secção do conjunto varão *grout* (m²).

A substituição do ϕ_b por ϕ_g nos parâmetros da expressão (6.4), é derivada do facto do comportamento do conjunto *grout*/varão, inserido no murete, ser semelhante ao comportamento de um varão de aço inserido no betão. Este comportamento pode ser justificado pelo facto das resistências do *grout* serem mais próximas das resistências do varão do que das resistências do murete. A introdução do fator β surge devido à necessidade ajuste da expressão, que inicialmente foi concebida para pequenos deslocamentos. Para um determinado valor de carga aplicada na cantoneira, verificaram-se valores de deslocamento diferentes para cada ensaio o que impossibilitou a atribuição de um valor constante para o β . Como o fator β se relaciona com o deslocamento vertical, que apenas pode ser determinado com ensaios, houve então necessidade de o relacionar com outro parâmetro, que é a força de tração instalada no varão F_{TR} , que está diretamente relacionada com o carregamento vertical e com o deslocamento vertical.

Um outro aspeto importante de referir é o facto do mecanismo de ensaio utilizado estar a criar forças de tração elevadas nos ferrolhos, o que pode não estar previsto na expressão indicada no *Model Code 1990*, podem levar também à necessidade de introdução do fator β . A substituição da tensão de cedência pela tensão de rotura deve-se ao facto de em alguns ensaios, as tensões nos varões excederem as tensões de cedência.

A força de tração (F_{TR}) instalada nos varões foi obtida considerando que os varões estão na posição horizontal quando a carga aplicada é máxima, de acordo com o mecanismo indicado na fig. 6.2.



a) posição inicial da cantoneira; b) posição da cantoneira para o carregamento máximo

Fig. 6.2 – Representação esquemática do mecanismo utilizado para determinação da F_{TR} .

A força de tração F_{TR} foi determinada com base no sistema de equações indicado na expressão 6.14.

$$\sum F_{Verticais} = 0 \Leftrightarrow F_V - F_C - F_\mu = 0 \quad (6.14)$$

$$\sum M_P = 0 \Leftrightarrow F_V \times b - F_C \times f - F_T \times d = 0 \quad (6.15)$$

$$F_\mu = \mu \times F_T \quad (6.16)$$

onde,

μ é o coeficiente de atrito com o valor de 0,4;

F_C é a força de corte do varão (kN).

Na tabela 6.2 são indicados os valores das constantes utilizadas na expressão 6.8.

Tabela 6.2 – Valores das constantes utilizadas na expressão 6.8, M215 (Martins, 2014), M209 (Simões, 2015) e M213 reforçado com camada de microbetão (Simões, 2015).

Murete	Ligação	f_{cm} (MPa)	f_{yk} (MPa)	e (mm)	ϕ_g (mm)	ϕ_b (mm)	b (mm)	f (mm)	d (mm)
M205	Superior	0,78	400	20	16	11,2	113,7	28	66,7
	Intermedia	0,78	400	20	16	11,2	113,7	28	66,7
	Inferior	0,78	400	20	16	11,2	113,7	28	66,7
M215	Intermédia	0,48	400	10	16	11,2	103,7	18	66,7
M209	Superior	0,50	400	10	16	11,2	103,7	18	66,7
	Inferior	0,50	400	10	16	11,2	103,7	18	66,7
M213	Superior	0,67	400	10	16	11,2	103,7	18	66,7
	Inferior	0,67	400	10	16	11,2	103,7	18	66,7

Após estarem definidos os valores da tabela 6.2, foi possível aplicar a expressão 6.8 para determinar a força de corte para o carregamento máximo. Os valores obtidos pela expressão podem ser encontrados na tabela 6.3. É possível observar que os resultados obtidos pela expressão 6.8 são próximos dos valores obtidos nos ensaios laboratoriais, o que permite concluir que a expressão é válida para os muretes analisados.

Tabela 6.3 – Valores da equação 6.8 para o carregamento máximo M215 (Martins, 2014), M209 (Simões, 2015) e M213 reforçado com camada de microbetão (Simões, 2015).

Murete	Ligação	F_{TR} (kN)	σ (MPa)	ξ	ϵ	F_{um} (kN)	$F_{V exp}$ (kN)	$\frac{F_{um}}{F_{V exp}}$
M205	Superior	22,73	113,07	0,28	0,24	14,87	14,72	1,01
	Intermédio	20,30	101,01	0,0,25	0,24	13,40	13,15	1,02
	Inferior	28,51	141,77	0,35	0,24	18,17	18,45	1,02
M215	Intermédio	7,58	37,70	0,09	0,09	5,05	5,26	0,96
M209	Superior	6,54	32,54	0,08	0,09	4,26	4,54	0,94
	Inferior	7,24	36,00	0,09	0,09	4,71	5,02	0,94
M213	Superior	16,26	80,85	0,20	0,11	11,81	11,28	1,05
	Inferior	21,75	108,20	0,27	0,11	15,54	15,10	1,03

Com o objetivo de avaliar a resposta da expressão 6.8 para pequenos deslocamentos, foi feita uma análise para deslocamentos de $0,1\phi_b$ que corresponde a um deslocamento de 1,2mm. Na tabela 6.4 são apresentados os valores da força aplicada na cantoneira e nos varões para o deslocamento de 1,2 mm.

Tabela 6.4 – Resultados do carregamento aplicado para um deslocamento de $0,1\phi$ do varão.

Murete	Ligação	$F_{Cantoneira}(\delta=1,2mm)$ (kN)	$F_{Varão}(\delta=1,2mm)$ (kN)
M205	Superior	11,17	3,72
	Intermédia	8,32	2,77
	Inferior	9,02	3,07
M215 (Martins, 2014)	Intermédia	6,31	2,10
M209 (Simões, 2015)	Superior	5,7	1,9
	Inferior	11,77	3,92
M213 (Simões, 2015)	Superior	23,36	7,79
	Inferior	36,66	12,22

As constantes introduzidas na expressão (6.8) são as indicadas na tabela 6.2. Os resultados obtidos, aplicando a expressão (6.8) para determinar as forças de corte para deslocamentos de 1,2 mm, estão indicados na tabela 6.5. Para a determinação da força de tração foi utilizada a representação esquemática indicada na fig. 6.2 bem como as expressões (6.14) a (6.16).

Tabela 6.5 – Valores da equação 6.8 para o carregamento correspondente ao deslocamento de 1,2 mm, M215 (Martins, 2014), M209 (Simões, 2015) e M213 reforçado com camada de microbetão (Simões, 2015).

Murete	Ligação	F_{TR} (kN)	σ (MPa)	ξ	ϵ	F_{um} (kN)	$F_{V exp}$ (kN)	$\frac{F_{um}}{F_{V exp}}$
M205	Superior	5,75	28,26	0,07	0,24	3,90	3,73	1,05
	Intermédio	4,28	21,29	0,05	0,24	2,91	2,77	1,05
	Inferior	4,72	23,39	0,06	0,24	3,13	3,05	0,97
M215	Intermédio	3,03	15,05	0,04	0,09	2,02	2,1	0,96
M209	Superior	2,74	13,16	0,03	0,09	1,79	1,90	0,94
	Inferior	5,65	28,09	0,07	0,09	3,68	3,92	0,94
M213	Superior	11,23	55,83	0,14	0,11	8,25	7,79	1,06
	Inferior	17,61	87,58	0,22	0,11	12,75	12,22	1,04

Como se pode observar nas tabelas 6.3 e 6.5 a aplicação da expressão (6.8), tanto para o carregamento máximo como para o carregamento correspondente a 1.2 mm de deslocamento vertical, apresenta bons resultados com uma percentagem de erro máxima de 6%, o que é relativamente baixo dadas as diferenças de preparação dos muretes, das soluções de reforço, das diferentes resistências dos muretes bem como a heterogeneidade do material que constitui o murete.

Apesar da expressão (6.8) apresentar bons resultados para os muretes analisados existem ainda fatores que não foram analisados tais como: as variações do diâmetro do *grout*, variações do diâmetro dos varões, variação da inclinação dos furos e variação tipo do *grout* injetado. Estas variações podem vir a comprovar a eficiência da expressão. No entanto, ainda não existem estudos suficientes para tornar possível a aplicação da expressão para o dimensionamento de todo o tipo de pregagens em paredes de alvenaria de pedra.

Um outro aspeto que ainda não está definido é a limitação da expressão para a capacidade resistente das paredes de alvenaria. Como a expressão (6.8) está apresentada, apenas limita a resistência máxima da pregagem para a resistência máxima ao corte dos varões. No entanto, nos casos onde o mecanismo de rotura é através do murete e ainda não foi atingida

a tensão máxima de corte dos varões, a expressão não prevê limitar a força de corte à capacidade resistente das paredes de alvenaria.

Uma vez que a expressão (6.8) apresenta bons resultados para os ensaios analisados, pode concluir-se que a expressão aplica-se para o dimensionamento da resistência ao corte das pregagens em paredes de alvenaria, desde que as pregagens sejam idênticas às realizadas no trabalho experimental.

6.2.2 Verificação das tensões

Dadas as características do murete, que apresenta resistências à tração próximas de 0 MPa e resistência à compressão de 0,78 MPa, foi feita uma verificação para averiguar se existiram apenas compressão no murete durante os ensaios de ligação parede/pavimento e verificar se a compressão não excedeu o valor obtido no ensaio de compressão axial do murete. Na fig.6.3 está indicada a representação esquemática do modelo de cálculo das tensões.

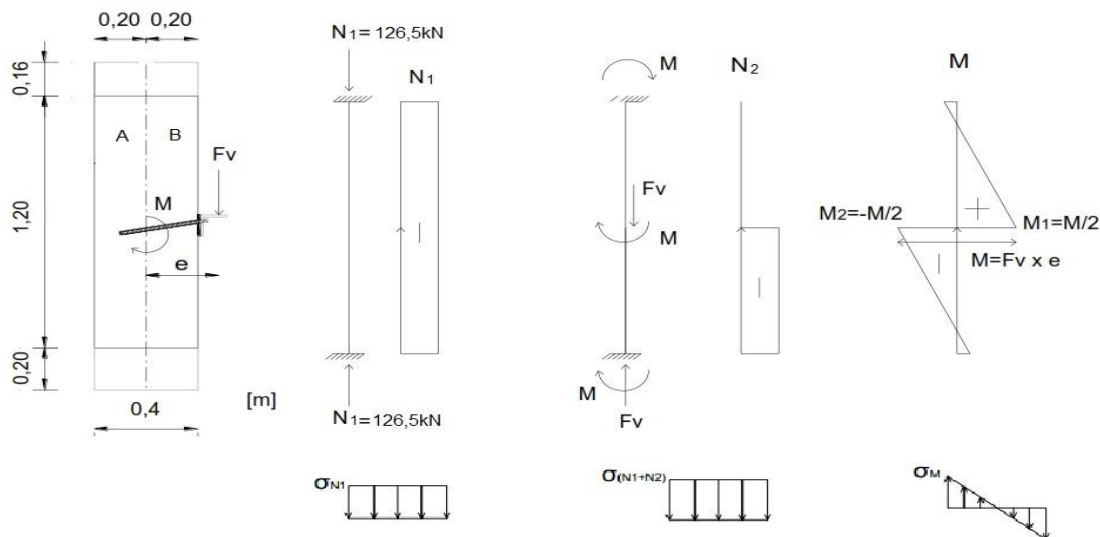


Fig. 6.3 – Representação esquemática do modelo utilizado para o cálculo das tensões.

Na tabela 6.6 são indicadas as forças que atuam no murete M205 durante o ensaio da ligação parede/pavimento. Para determinar o momento fletor M foi considerado um valor de e de 0,305 m.

Tabela 6.6 – Esforços no murete M205 durante o ensaio da ligação parede/pavimento.

Ligação	N_1 (kN)	$N_2 = N_1 + F_v$ (kN)	M (kNm)	$M_2 = M_1$ (kNm)
Superior	-126,5	-170,65	13,47	$\pm 6,73$
Intermédio	-126,5	-166,44	12,18	$\pm 6,09$
Inferior	-126,5	-181,85	16,88	$\pm 8,44$

Para a determinação das tensões instaladas no murete durante o ensaio da ligação parede/pavimento foram aplicadas as seguintes expressões:

$$\sigma_N = \frac{N}{0,4 \times 1,2} \quad (6.17)$$

$$\sigma_M = \frac{M \times 0,2}{I} \quad (6.18)$$

onde,

I é a menor inércia do murete.

Na tabela 6.7 são indicadas as tensões instaladas no murete durante o ensaio da ligação parede/pavimento, bem como as respetivas verificações de compressões e de existência de trações.

Tabela 6.7 – Verificação das tensões.

Ligação	Posição	$\sigma_{N_1} + \sigma_{M_1}$	$\sigma_{N_2} + \sigma_{M_2}$	Verificações	
		(MPa)	(MPa)	Compressão $\geq -0,78$	Trações ≤ 0
Superior	A	-0,053	-		Verifica
	B	-	-0,566	Verifica	
Intermédio	A	-0,073	-		Verifica
	B	-	-0,546	Verifica	
Inferior	A	+0,001	-		Não verifica
	B	-	-0,641	Verifica	

Como é possível observar na tabela 6.7, as tensões à compressão não excederam o valor de 0,78 MPa obtido no ensaio experimental de compressão axial. No caso das tensões de tração, estas não se verificaram nos níveis superiores. No entanto no nível inferior verificaram-se tensões de tração mesmo sendo de valor relativamente baixo (0,001 MPa). Na realidade, as trações obtidas nos cálculos acima efetuados podem ser desprezadas, não só devido aos valores serem muito baixos mas também devido ao facto de para o cálculo das tensões, não se teve em conta o peso próprio do murete acima do nível da ligação.

6.3 Análise do ensaio de compressão axial e comparação com trabalhos de referência

Neste ponto são apresentados e analisados os valores de resistência à compressão axial do murete e comparados com os valores obtidos por Simões (2015), Martins (2014) e Pinho (2007). Na tabela 6.8 são apresentados os resultados dos ensaios de compressão axial dos autores acima mencionados, bem como os resultados da presente dissertação.

Tabela 6.8 – Resultados de ensaios de compressão axial.

Autores	Murete	Força máxima (kN)	Tensão máxima (MPa)	Deslocamentos (mm)	Deformação (‰)
Pinho (2007)	M43	134,2	0,42	6,8	5,7
	M21	127,7	0,40	6,4	5,3
	M32	148,5	0,46	4,3	3,6
	Média	136,8	0,43	5,8	4,9
Martins (2014)	M215	219,5	0,46	9,4	7,8
	M211	211,3	0,44	8,5	7,1
	Média	215,4	0,45	9,0	7,5
Simões (2015)	M209	241,9	0,50	5,7	4,6
Presente dissertação	M205	374,4	0,78	11,5	9,6

Os valores do ensaio de compressão axial da presente dissertação são superiores à média dos restantes resultados apresentados pelos outros autores. No entanto pode se observar que os valores de resistência a compressão dos muretes também tem vindo a aumentar com o passar do tempo, o que pode ser justificado pelo facto da profundidade de carbonatação também ter vindo a aumentar, promovendo o aumento de resistência dos muretes. No entanto, este pode não ser o único fator que provocou o aumento de resistência, outros fatores relacionados com a construção e a preparação podem estar relacionados com o aumento de resistência registado.

Na fig. 6.4 é apresentado o diagrama das médias das tensões máximas obtidas nos ensaios de compressão axial pelos autores indicados na tabela 6.8 bem como o valor de tensão máxima obtido na presente dissertação.

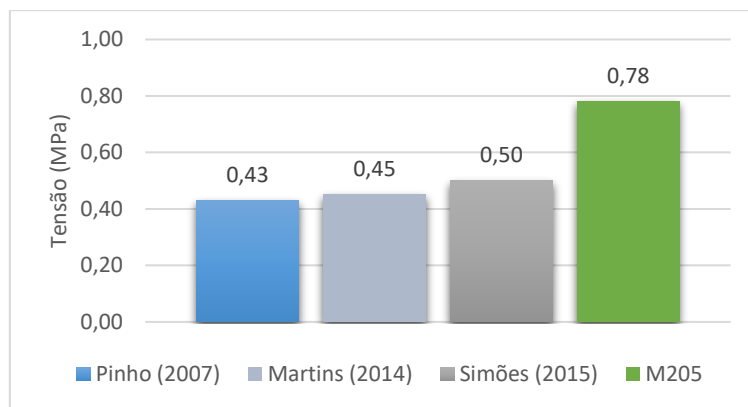


Fig. 6.4 – Diagrama comparativo das tensões máximas obtidas nos ensaios de compressão axial

6.4 Análise da profundidade de carbonatação e comparação com trabalhos de referência

A análise da profundidade de carbonatação tem uma elevada importância quando se trata de analisar as resistências das paredes de alvenaria de pedra argamassada com argamassa de cal aérea, dado que a profundidade de carbonatação está diretamente relacionada com a resistência das paredes.

O objetivo deste estudo passa também por definir uma escala que relacione a profundidade de carbonatação em função do tempo. No seguimento da tese de doutoramento de Pinho (2007), foi desenvolvida uma base de dados com valores de profundidade de carbonatação em função do tempo, que posteriormente foi ampliada com ensaios desenvolvidos por outros autores, dentro da mesma linha de investigação. Na fig. 6.5 é apresentado o diagrama da profundidade de carbonatação em função do tempo, com os resultados obtidos por Pinho (2007) e outros autores que deram seguimento à linha de investigação, bem como o valor obtido na presente dissertação.

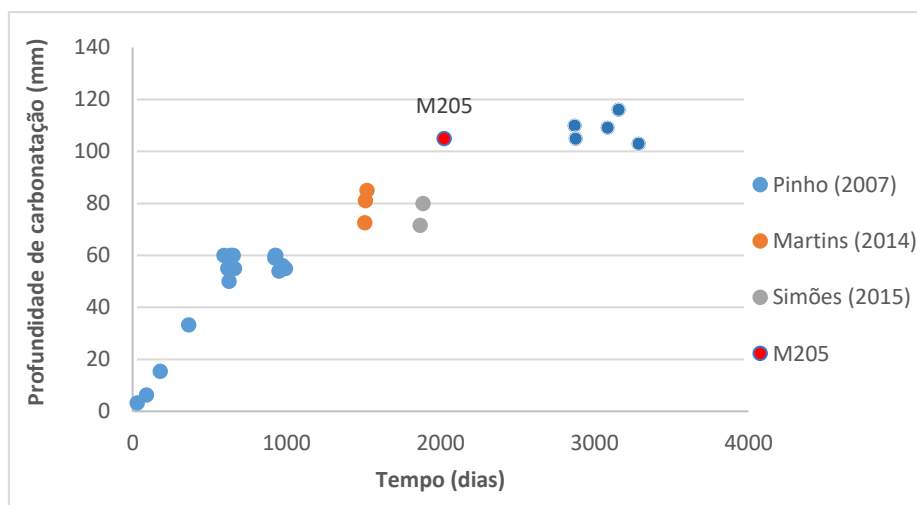


Fig. 6.5 – Diagrama profundidade de carbonatação-tempo.

Como se pode observar pelo diagrama da fig. 6.5, a profundidade de carbonatação do murete M205 cerca de 105mm, está ligeiramente acima do esperado. Esta discrepância de valores pode ser originada por diferentes fatores tais como, o processo de construção, erros de medição, condições de cura (apesar de ser no mesmo local, as condições atmosféricas podem ser diferentes ao longo dos anos). Um outro aspeto que pode ter influenciado a profundidade de carbonatação relaciona-se com as falhas de argamassa que existiam no murete e que foram apresentadas no ponto 5.2 da presente dissertação. Estas zonas de falha de argamassa proporcionam uma entrada direta do dióxido de carbono (CO_2), o que permite a carbonatação em maior profundidade, da argamassa próxima das falhas de argamassa.

Capítulo 7

Conclusões e desenvolvimentos futuros

7.1 Conclusões e comentários finais

A presente dissertação que segue uma linha de investigação iniciada por Pinho (2007) teve como principais objetivos analisar: a função das ligações parede/pavimento, tanto como elementos estruturais e também as influências que as ligações têm no comportamento global dos edifícios; analisar experimentalmente as ligações parede/pavimento por pregagem em muretes de alvenaria de pedra e definir uma expressão capaz de determinar as forças de corte instaladas nos ferrolhos; analisar casos de aplicação em obra de ligações parede/pavimento com pregagem, em paredes de alvenaria de pedra; analisar experimentalmente a resistência à compressão do murete e determinar a profundidade de carbonatação.

Com base nos trabalhos de investigação analisados é possível afirmar que as ligações parede/pavimento dos edifícios antigos com paredes de alvenaria de pedra, para além de assegurarem a transferência de cargas dos pavimentos às paredes, têm uma grande influência no comportamento global dos edifícios face às ações sísmicas. Isto porque, é através das ligações parede/pavimento que é possível a transmissão das forças horizontais, atuantes durante a ação sísmica, que provoca na maioria dos casos, derrubamento para fora do plano das paredes de alvenaria.

Durante a análise dos projetos encontrados nos casos de estudo, foi possível observar que as ligações parede/pavimento são sobre dimensionadas, o que pode estar relacionado com a falta de estudos existentes nesta área. Também durante a análise dos casos de estudo foi possível observar as dificuldades encontradas na aplicação em obra da solução de reforço das ligações parede/pavimento estudada nesta dissertação. Analisando as dificuldades encontradas e os erros de execução, é possível concluir que existe uma falta de preparação que deve existir antes de se iniciar os trabalhos. Observou-se ainda que existe falta de conhecimento por parte dos diretores de obra relativamente a estes trabalhos.

Com base nos ensaios de ligação parede/pavimentos efetuados no murete M205, foi possível determinar a força de corte máxima instalada nos ferrolhos e comparar os resultados com valores obtidos nos ensaios de Martins (2014) e Simões (2015). O valor médio de carregamento vertical aplicado na cantoneira foi de 46,43 kN, sendo o valor máximo obtido por Martins (2014) de 15,8 kN e o valor máximo obtido por Simões (2015) de 15,07 kN. Sendo que os valores obtidos nos ensaios de ligação da presente dissertação são muito superiores aos obtidos pelas autoras. Esta discrepância pode derivar do facto das resistências à compressão do murete desta dissertação com o valor de 0,78 MPa, ser superior aos 0,5 MPa e 0,48 MPa obtidos por Martins (2014) e Simões (2015) respetivamente. Um outro fator que pode estar na

origem desta diferença pode estar relacionado com a preparação do murete mais especificamente com a quantidade de água utilizada na preparação do *grout*, sendo 0,6 l por 4 kg de *grout* da presente dissertação e 1,0 l por 4 kg de *grout* utilizada por Simões (2015) e Martins (2014).

A aplicação direta da expressão (6.4) indicada no *Model Code* (1990) para estimar a resistência ao corte dos ferrolhos mostrou-se pouco exata apresentando erros de cerca de 50%. Através de uma análise e observação foi possível concluir que o comportamento do conjunto varão-*grout*, dentro do murete, é idêntico ao comportamento do varão, dentro do betão. Este comportamento pode ser justificado pelo facto das resistências do *grout* estarem mais próximas das resistências dos varões, do que das resistências do murete. Após a alteração na expressão observou-se que esta apresentava um erro sistemático que variava em função das forças de tração. Foi então introduzido o fator de correção β que é um valor empírico que pode estar relacionado com o facto dos deslocamentos verticais serem muito superiores aos que se verificam nas pregagens em superfícies de betão. Este fator também pode estar relacionado com o mecanismo de ensaio utilizado, que exerce forças de tração elevadas nos ferrolhos. Com as alterações referidas obteve-se a expressão (6.8) com percentagens de erro de cerca de 4%. Apesar da expressão encontrada apresentar uma percentagem de erro baixa, é necessário ter em conta que as ligações analisadas são muito idênticas, sendo importante a realização de mais ensaios com variação dos diâmetros dos varões, do diâmetro do *grout*, da inclinação dos furos e do mecanismo de ensaio para possibilitar a validação da expressão.

O valor de tensão máxima obtida no ensaio de compressão axial do murete foi de 0,78 MPa, valor superior a 0,50 MPa e 0,48 MPa valores obtidos por Martins (2014) e Simões (2015) respetivamente. Apesar do método construtivo ter sido idêntico, pode haver uma maior quantidade de pedra de maiores dimensões e um melhor emparelhamento das pedras pode estar na origem da discrepância dos resultados. Um outro fator que pode estar na origem da diferença de valores é a profundidade de carbonatação de 105 mm (valor médio), superior a 79,5 mm e 75,8 mm, registados por Simões (2015) e Martins (2014) respetivamente.

7.2 Desenvolvimentos futuros

Na sequência dos trabalhos desenvolvidos e de modo a possibilitar uma validação científica da expressão encontrada para o dimensionamento das pregagens (expressão 6.8) apresentam-se os seguintes desenvolvimentos futuros:

- Realizar ensaios com diâmetros de *grout* superiores, mantendo o diâmetro dos varões, para averiguar se é possível atingir a rotura dos varões e se a expressão se mantém válida;
- Realizar ensaios com diâmetros de varão e *grout* superiores e verificar se a expressão se mantém válida;

- Realizar ensaios com diferentes inclinações dos furos e verificar se a expressão se mantém válida;
- Alterar o mecanismo de ensaio de modo a diminuir as trações nos ferrolhos e verificar se a expressão se mantém válida;
- Estabelecer as condições geométricas necessárias para aplicação da expressão, de uma forma idêntica às apresentadas pelo *Model Code* (1990);
- Definir um diâmetro mínimo necessário de *grout* para cada medida de varão;
- Determinar uma largura necessária para a camada de regularização de modo a evitar a rotação pela camada de regularização;
- Encontrar uma forma de limitar a expressão à capacidade resistente dos muretes, visto que o modo de rotura é pelo murete e não pelos varões. Ou encontrar o diâmetro de *grout*, para cada medida de varão, necessário para que a rutura seja pelos varões e não pelo murete, possibilitando assim a limitação da expressão à resistência dos varões;
- Analisar a possibilidade de substituir o *grout* utilizado por outro, de modo a proporcionar uma maior compatibilidade entre os materiais.

Referências Bibliográficas

- Andrade, C. (2011). *Caracterização de edifícios antigos. Edifícios “Gaioleiros”*. Dissertação de mestrado, Faculdade de Ciências e Tecnologia Universidade Nova de Lisboa, Lisboa.
- Appleton, J. (1993). Tecnologias de intervenção em edifícios antigos. Consolidação de estruturas. *Contribuição para um curso de introdução à reabilitação urbana. CCRLVT, Lisboa*.
- Appleton, J. (2011). *Reabilitação de Edifícios Antigos - Patologias e tecnologias de intervenção* (2ª edição) Edições Órion. Amadora.
- Arriaga, F., Peraza, F., Esteban, M., Bobadilla, I., & Garcia, F. (2002). *Intervencion en estructuras de madera*. Asociación de investigación técnica de las industrias de la madera (AITIM). Madrid
- Baião, M., & Appleton, J. (1994). Pavimentos de madeira de edifícios antigos. Constituição, patologia e reabilitação. 2º. *Encore, Encontro sobre conservação e reabilitação de edifícios*, pp - 233-242.
- Baião, M., Pinho, F., Lúcio, V., e Coelho, A. (2012). Aspetos da reabilitação de edifícios antigos de alvenaria. *Conferência Internacional sobre Reabilitação de Estruturas Antigas de Alvenaria (CIREA 2012)*. Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, Lisboa.
- Borri, A., Corradi, M., Speranzini, E., & Giannantoni, A. (2008). Consolidation and reinforcement of stone walls using a reinforced repointing grid. *Structural analysis of historical constructions, London, UK*, pp - 981-989.
- Brignola, A., Podestà, S., e Pampanin, S. (2008). In-plane stiffness of wooden floor. *Engineering an earthquake resilient New Zealand, New Zealand society for earthquake engineering (NZSEE) Conference*. New Zealand.
- Brignola, A., Pampanin, S., & Podestà, S. (2012). Experimental evaluation of the in-plane stiffness of timber diaphragms. *Earthquake Spectra*, nº 28 ,pp - 1687-1709.
- Calì, A. (2015). Seismic Assessment by Equivalent Frame Modelling of Palacio Pereira, Santiago de Chile. UPC - Universitat Politècnica de Catalunya. Barcelona.
- Calì, A., & Valle, A. (2016). Rigidez no plano dos elementos estruturais horizontais em madeira sob ação monotônica horizontal. *XV EBRAMEM – Encontro Brasileiro de Madeiras e Estruturas de Madeira*. Curitiba, Brasil.
- Carta de Cracóvia, C. (2000). Princípios para a conservação e restauro do património construído. *Comissao Europeia. Cracovia*.
- Cóias, V. (2007). *Reabilitação estrutural de edifícios antigos – Alvenaria/madeira técnicas pouco intrusivas* (2ª Edição). Lisboa: Argumentum.

Cóias e Silva, V., & Brasão Farinha, M. (1994). *A reciclagem e a valorização dos entulhos da construção e demolição de edifícios como primeiro passo para uma construção sustentável*. Ingenium I Série nº 81. Lisboa.

Comité Euro-International du Béton. (1993). *CEB-FIP Model Code 1990: design code*. Telford.

Corradi, M., Borri, A., & Vignoli, A. (2008). Experimental evaluation of in-plane shear behaviour of masonry walls retrofitted using conventional and innovative methods. *Masonry International*, pp - 21 - 29.

Costa, L. F. S. D. (2009). *Tipificação de soluções de reabilitação de pavimentos estruturais em madeira em edifícios antigos*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Potro

Doglioni, F. (2000). Handbook (guidelines) for the design of adjustment interventions, seismic strengthening and renewal of architectural treasures damaged during the Umbria-Marche earthquake in 1997. *Official Bulletin of Marche Region, Ancona*. Italia.

Dolce, M., Nigro, D., Ponzo, F. C., & Marnetto, R. (2001). The cam system for the retrofit of masonry structures. In *7th International Seminar on Seismic Isolation, Passive Energy Dissipation and Active Control of Vibrations of Structures* pp - 2-5.

Garrido, M., Correia, J. R., Keller, T., & Branco, F. A. (2016). Connection systems between composite sandwich floor panels and load-bearing walls for building rehabilitation. *Engineering Structures*, nº 106, pp - 209-221.

Gattesco, N., Macorini, L., & Benussi, F. (2006). Strengthening and stiffening ancient wooden floors with flat steel profiles. *Structural analysis of historical constructions*, pp - 405-412.

Gattesco, N., Macorini, L., e Benussi, F. (2007). Retrofit of wooden floors for the seismic adjustment of historical buildings with high reversible techniques. *Seismic Engineering in Italy; Proc. of the XII National Conference*. Italy, Pisa.

Gattesco, N., & Dudine, A. (2010). Il rinforzo di murature esistenti con intonaco e rete in GFRP. su: *"Structural"*, Ed. Milano.

Gattesco, N., & Macorini, L. (2014). In-plane stiffening techniques with nail plates or CFRP strips for timber floors in historical masonry buildings. *Construction and Building Materials*, nº 58, pp - 64-76.

Giuriani, E., & Marini, A. (2008). Experiences from the Northern Italy 2004 earthquake: vulnerability assessment and strengthening of historic churches. In *VI International Conference on Structural Analysis of Historical Constructions SAHC*, 13-24.

ICOMOS (2003). Principles for the analysis, conservation and structural restoration of architectural heritage. *International Council on Monuments and Sites*.

Landa, E. (1999). "Nuevas Técnicas de Reparación de Estructuras de Madera. Elementos Flexionados.

Lin, T., e LaFave, J. (2012). Experimental structural behavior of Wall-diaphragm connections for older masonry buildings. *Construction and Buildings Materials*, nº 26, pp - 180-189.

- Lúcio, V. (2015) *Reforço e Reparação de Estruturas*, Aparentamentos da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, Lisboa.
- Magenes, G., Penna, A., Senaldi, I. E., Rota, M., & Galasco, A. (2014). Shaking table test of a strengthened full-scale stone masonry building with flexible diaphragms. *International Journal of Architectural Heritage*, nº 8(3), pp - 349-375.
- Martins, S. (2014). *Ligação pavimento/parede com pregagens para reabilitação de edifícios antigos*. Dissertação de mestrado, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, Lisboa.
- Mascarenhas, J. (2003). Sistemas de construção. Descrição ilustrada e detalhada de processos construtivos utilizados correntemente em Portugal. *III – Paredes e Materiais Básicos*. Lisboa: Livros Horizonte.
- Mendes, N., Lourenço, P. B., & Costa, A. C. (2013). Desempenho sísmico de edifícios antigos de alvenaria: ensaios em plataforma sísmica. *Construção Magazine*, nº54, pp - 52-53.
- Mettem, C., Page, A., Robinson, G. (1993). "Repair of Structural Timbers. Part 1: Test on Experimental Beam Repairs". Trada, UK.
- Moreira, S. M. T., Oliveira, D. V., Ramos, L. F., & Lourenço, P. B. (2013). Experimental research on masonry wall and timber elements connection. In *International Conference on Rehabilitation and Restoration of Structures* (pp. 191-201). IIT Madras.
- Moreira, S. M. T., Ramos, L. F., Oliveira, D. V., Lourenço, P. B., & Mateus, L. (2014 a). Developing a seismic retrofitting solution for wall-to-floor connections of URM buildings with wood diaphragms. In *9th International Masonry Conference*.
- Moreira, S., Ramos, L., Oliveira, D., & Lourenço, P., (2014 b). Design parameters for retrofitted masonry to timber connections. In *9th International Conference on Structural Analysis of Historical Constructions (SAHC)*. Mexico City, Mexico.
- Piazza, M., Baldessari, C., & Tomasi, R. (2008, October). The role of in-plane floor stiffness in the seismic behaviour of traditional buildings. In *14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China* (pp. 12-17).
- Pinho, F. (2000). *Paredes de Edifícios Antigos em Portugal* (2ª edição). Coleção Edifícios, Laboratório de Engenharia Civil (LNEC).
- Pinho, F. (2007). *Paredes de alvenaria ordinária – estudo experimental com modelos simples e reforçados*. Tese de doutoramento, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, Lisboa.
- Pinho, F., Baião, M., Lúcio, V., e Faria, P. (2008). *Experimental research on rubble stone masonry*. Universidade Nova de Lisboa - FCT/Laboratório de Engenharia Civil (LNEC), Portugal, Lisboa.

Pinho, F. F., Baião, M. F., & Lúcio, V. J. (2008), *Rubble stone masonry walls strengthened with reinforced lime-cement mortar render and transversal ties, tested under axial compression loads*. FEUP, Porto.

Segurado, J. (1942). *Trabalhos de carpintaria civil. Biblioteca de instrução profissional*. Bertrand. Lisboa

Simões, L. (2015). *Ligação pavimentos/parede de edifícios antigos. Ensaio e verificações de projeto*. Dissertação de mestrado, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, Lisboa.

Sousa, H. (2006) *Referência às soluções tradicionais de construção de edifícios em Portugal*. Apontamentos da Faculdade de Engenharia da Universidade Nova do Porto, Porto.

Tomaževič, M. (1999). *Earthquake-resistant design of masonry buildings. Series on Innovation in Structures and Construction - Vol. 1*. Imperial College Press, London.

Valluzzi, M. R., Garbin, E., Dalla Benetta, M., & Modena, C. (2010). In-plane strengthening of timber floors for the seismic improvement of masonry buildings. In *World conference on timber engineering, Riva del Garda, Italy*.

Zacarias, N. (2012) *Reabilitação Sustentável de Edifícios Antigos com Valor Patrimonial - Casos de estudo na Baixa Pombalina*. Dissertação de mestrado. Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, Lisboa.